

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



*ESTUDIO DE CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
CON PISO SUAVE DEBIDO A LA INTERACCIÓN
CON MUROS DE MAMPOSTERÍA*

Por

IGNACIO ANTONIO DE LA ROSA

Como requisito para obtener el Grado de
MAESTRO EN CIENCIAS con Especialidad
en Ingeniería Estructural

Julio, 2021

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



*ESTUDIO DE CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
CON PISO SUAVE DEBIDO A LA INTERACCIÓN
CON MUROS DE MAMPOSTERÍA*

Por

IGNACIO ANTONIO DE LA ROSA

Como requisito para obtener el Grado de
MAESTRO EN CIENCIAS con Especialidad
en Ingeniería Estructural

Julio, 2021

Universidad Autónoma de Nuevo León
Facultad de Ingeniería Civil
Subdirección de Estudios de Posgrado e Investigación

Los miembros del Comité de Tesis recomendamos que la Tesis «Estudio de confiabilidad sísmica de edificios de estructuras de concreto reforzado con piso suave debido a la interacción con muros de mampostería», realizada por el alumno Ignacio Antonio de la Rosa, con número de matrícula 1041127, sea aceptada para su defensa como opción al grado de Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural.

El Comité de Tesis

Dr. Roberto Pérez Martínez
Director de Tesis

Dr. Cutberto Rodríguez Álvarez
Asesor Externo

Dr. Fabian René Ruvalcaba Ayala
Revisor

Vo. Bo.

Dr. Gerardo Fajardo San Miguel
Subdirección de Estudios de Posgrado e Investigación

San Nicolás de los Garza, Nuevo León, Julio, 2021

AGRADECIMIENTOS

Al comité de Tesis

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Dr. Roberto Pérez Martínez Asesor de mi tesis. Así como al Dr. Fabian René Ruvalcaba Ayala y al Dr. Cutberto Rodríguez Álvarez por formar parte del Comité de Tesis, por sus valiosas sugerencias e interés, en la revisión del presente trabajo.

Al departamento de Postgrado de la Facultad de Ingeniería civil

Por compartir sus conocimientos y su invaluable ayuda en el desarrollo de este estudio.

A mi familia

Por el apoyo moral que siempre me ha brindado y a todas las personas que contribuyeron de una forma u otra en la realización de este trabajo.

DEDICATORIAS

A mi familia:

Mi esposa Patricia y mis hijos José Ignacio, Alondra y Fernanda. Con todo mi cariño, ya que son el motor que mueve mi vida y quienes de alguna forma han sido afectados por todo el tiempo que he tenido que dedicar al desarrollo de este trabajo.

A mis Padres

Quienes iniciaron mi vida en este mundo, y en medio de un entorno difícil, dieron todo para apoyarme a avanzar a otro nivel. Y aunque ya no están acompañándome en este mundo, espero que allá donde estén los haga sentir orgullosos

A mi Hermana Rosa Antonio Francisco

Con todo mi cariño por que tu has sido una persona muy importante en mi vida, porque siempre creíste en mí y me apoyaste cuando más lo necesitaba para avanzar en mis estudios de formación académica.

A todas mis hermanas

Rosario, Dalila y Guadalupe, Miguela, Sabina, por que todos han ido afectando de alguna manera a mi vida, llegando a ser quien ahora soy.

A la vida y a Dios

Qué entre la multitud de posibilidades, me ha dado entre muchas cosas: la oportunidad de estar en éste tiempo y espacio, las habilidades y virtudes para llegar a donde estoy, rodearme de la gente apropiada, vivir experiencias que me han ayudado a definir mi carácter, recorrer los caminos que me han traído hasta aquí, y aprender un poco de todo esto.

A todas las personas que han estado en mi camino

Que han estado en mi vida y que han ejercido una gran influencia dándome la motivación que necesitaba para sacar adelante éste trabajo.

ÍNDICE GENERAL

Agradecimientos	I
Índice de figuras	VI
Índice de tablas	X
Resumen	XII
Abstract	XV
1. PLANTEAMIENTO	1
1.1. Piso Suave	1
1.2. Confiabilidad	3
1.3. Metodología	5
1.3.1. Objetivos	5
1.3.2. Hipótesis principal	6
1.3.3. Hipótesis secundaria	7
1.3.4. Justificación de la investigación	7
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	9
2.1. Estructura con marcos de concreto reforzado	10
2.2. Mampostería	11
2.2.1. Tipos de muros de mampostería	11
2.2.2. Materiales utilizados para los muros de mampostería en México	13
2.3. Modelación de muros confinados por marcos.	17
2.4. Sismicidad en México	21
2.5. Riesgo sísmico	23
2.6. Diseño por desempeño sísmico	24
2.6.1. Proceso de diseño utilizando el método de desempeño	26
2.6.2. Códigos usados para el diseño por desempeño sísmico.	30
2.7. Teoría de la confiabilidad en las estructuras	31
2.8. Investigaciones relacionadas	36
3. MARCO TEÓRICO	44
3.1. Propiedades Simuladas, Medias y Nominales	44
3.2. Simulación de Edificios	45
3.2.1. Propiedades estadísticas	47
3.3. Análisis de la estructura	49

3.3.1. Análisis no lineal	49
3.4. Análisis de confiabilidad	49
3.5. Tipos de Modelos utilizados para el análisis no lineal	50
3.5.1. Modelos de plasticidad concentrada (lumped)	50
3.5.2. Modelos de distribución no lineal	52
3.5.3. Modelo por fibras	54
3.6. Modelo de puntal para muros de mampostería	57
3.6.1. Propiedades de puntal adaptadas	59
4. CASOS DE ESTUDIO	62
4.1. Descripción del edificio.	63
4.2. Modelado del edificio	64
4.3. Resultados del diseño	67
4.4. Generación de edificios simulados	68
4.4.1. Preparación de información de las vigas	68
4.4.2. Preparación de información de las Columnas.	68
4.5. Análisis en programa OpenSees.	69
4.6. Análisis gravitacional y modal de edificios	71
4.7. Análisis sísmico de edificios	72
4.8. Análisis pushover	80
4.9. Espectros de Respuesta	82
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	85
5.1. Análisis de confiabilidad	85
5.2. Índice de Daño	86
5.3. Dispersión de D y Q	86
5.4. Índice de confiabilidad β de Cornell	95
5.5. Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados a la estructura con propiedades simuladas	97
5.6. Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados a la estructura con propiedades medias.	98
5.7. Confiabilidad de edificios con periodos largos	100
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102
Anexos	107
A. Diseño de estructura de edificio	108
A.1. Plantas de referencia	108
A.2. Vigas	108
A.3. Secciones de vigas	116
A.4. Columnas	117
B. Gráficas de los acelerogramas complementarios	121
C. Resultados del análisis de casos de estudio	126
C.1. Análisis sísmico no lineal	126
C.2. Curvas del análisis estático no lineal (pushover)	126

D. Metodología para hacer el análisis de confiabilidad	132
D.1. Pasos completos para hacer Análisis de confiabilidad	133
D.2. Contenido de archivos de SIB	142
D.2.1. Pasos para correr el modelo en el programa SIB	143
D.3. Proceso de corrida de modelo.	144
D.3.1. Etapa 1	145
D.3.2. Etapa 2	146
D.3.3. Corrida sin muros	147
D.3.4. Corrida con muros	148
D.3.5. Códigos de programación utilizados con lenguaje tcl usados en OpenSees	149

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1. Ejemplos de edificios con piso suave	3
2.1. Piezas típicas para uso en mampostería (NMX-C-404-ONNCCE) [10]	14
2.2. Modelo con 9 puntales [24]	18
2.3. Modelo viga a viga [24]	18
2.4. Modelo columna a columna [24]	18
2.5. Modelo esquina a esquina [24]	19
2.6. Placas tectónicas en la zona de la República Mexicana [13] . . .	22
2.7. Sismos con magnitud de 7 o mayor ocurridos en el siglo XX [13]	23
2.8. Niveles de desempeño sísmico según la filosofía de diseño por desempeño (Priestley 2000) [20]	31
2.9. Interpretación geométrica del índice β de confiabilidad de Cornell	34
2.10. Probabilidad de falla para M , R y S con distribución normal . . .	36
2.11. Curvas confiabilidad Díaz Alcántara (2008) [11]	38
2.12. Curvas confiabilidad Roberto Pérez (2010) [18]	39
2.13. Curvas confiabilidad Edwin Rodríguez (2014) [23]	40
2.14. Curvas de confiabilidad para un Desempeño DL (Damage Limitation/Limitación de Daños)	42
2.15. Curvas de confiabilidad para un Desempeño SD (Significant Damage/Daños Significativos)	43
2.16. Curvas de confiabilidad para un Desempeño CP (Collapse Prevention/Prevención de Colapso)	43
3.1. Croquis del modelo del puntal de mampostería [14]	58
3.2. Croquis del modelo del puntal de mampostería adaptado	60
4.1. Casos de estudio. Las dimensiones utilizadas son las siguientes: $a=9.0$ m, $b=6.00$ m, $h_1=3.15$ m y $h_2=3.55$ m	64
4.2. Modelo del edificio diseñado con el software Cypecad	66
4.3. Acelerogramas del sismo ACA.	74
4.4. Análisis sísmico de edif1, con propiedades simuladas, con muros desligados.	78
4.5. Análisis sísmico de edif4, con propiedades simuladas, con muros desligados.	78
4.6. Análisis sísmico de edif1, con propiedades simuladas, con muros ligados.	79
4.7. Análisis sísmico de edif4, con propiedades simuladas, con muros ligados.	79
4.8. Pushover de Edif1 con muros desligados de la estructura. . . .	81

4.9. Pushover de Edif1 con muros ligados a la estructura.	81
4.10. Pushover y curva bilineal de Edif1 con muros desligados y ligados a la estructura, en dirección X.	81
4.11. Comparación de Pushover con muros desligados y ligados en dirección X.	81
4.12. Resumen de espectros de respuesta de los sismos.	83
5.1. Dispersión del índice de daño con muros desligados	87
5.2. Dispersión del índice de daño con muros ligados	92
5.3. Confiabilidad β de Cornell en dirección X y Z con muros desligados de la estructura	95
5.4. Confiabilidad β de Cornell en dirección X y Z con muros ligados a la estructura.	96
5.5. Confiabilidad Edificios de propiedades simuladas, con muros desligados y ligados Dirección X	98
5.6. Confiabilidad Edificios de propiedades simuladas con muros desligados y ligados Dirección Z	98
5.7. Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados en dirección X, con propiedades medias	99
5.8. Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados en dirección Z, con propiedades medias	100
5.9. Confiabilidad Edificios con muros desligados y ligados en dirección X, con periodos T1 y T2	101
5.10. Confiabilidad Edificios con muros desligados y ligados en dirección Z, con periodos T1 y T2	101
A.1. Plantas de N2-N5 y azotea: Muestra marcas de vigas (marcos) y columnas	109
A.2. Marco 1 y 4 del nivel N2-N5	110
A.3. Marco 2 y 3 del nivel N2-N5	111
A.4. Marco 5 y 8 del nivel N2-N5	112
A.5. Marco 6 y 7 del nivel N2-N5	112
A.6. Marco 1 y 4 de Azotea	113
A.7. Marco 2 y 3 de Azotea	114
A.8. Marco 5 y 8 de Azotea	115
A.9. Marco 6 y 7 de Azotea	115
A.10. Secciones de vigas que muestran los aceros longitudinales 1-8	116
A.11. Secciones de vigas que muestran los aceros longitudinales 9-17	117
A.12. Secciones de vigas que muestran los aceros longitudinales 18-25	118
A.13. Tabla de columnas (1/2)	119
A.14. Tabla de columnas (2/2)	120
B.1. Acelerogramas del sismo CALE	122
B.2. Acelerogramas del sismo LLAVE	123
B.3. Acelerogramas del sismo PARS	124
B.4. Acelerogramas del sismo VIGA	125

C.1. Análisis sísmico de edif2, con propiedades simuladas y muros desligados	127
C.2. Análisis sísmico de edif3, con propiedades simuladas y muros desligados.	127
C.3. Análisis sísmico de edif5, con propiedades simuladas y muros desligados.	128
C.4. Análisis sísmico de edif2, con propiedades simuladas y muros ligados.	128
C.5. Análisis sísmico de edif3, con propiedades simuladas y muros ligados.	129
C.6. Análisis sísmico de edif3, con propiedades simuladas y muros ligados.	129
C.7. Pushover, Edif2 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.	130
C.8. Pushover, Edif3 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.	130
C.9. Pushover, Edif4 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.	130
C.10. Pushover, Edif5 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.	130
C.11. Pushover, Edif2 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.	131
C.12. Pushover, Edif3 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.	131
C.13. Pushover, Edif4 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.	131
C.14. Pushover, Edif5 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.	131
D.1. Orden de numeración de Nodos y Elementos que deben usarse en el SIB	142
D.2. Coordenadas para determinar las fibras en archivos EDIOS-MODP en vigas y columnas	150
D.3. Líneas de programación de parches (patch) de vigas.	151
D.4. Líneas de programación de parches (patch) de columnas.	152
D.5. Líneas de programación del concreto de las vigas.	152
D.6. Líneas de programación del acero de las vigas.	152
D.7. Líneas de programación del concreto de las columnas.	153
D.8. Líneas de programación del acero de las columnas.	153
D.9. Líneas de programación para el caso de carga 7 (sismo en dir. X)	154
D.10. Líneas de programación para el caso de carga 8 (sismo en dir. Z)	155
D.11. Líneas de programación que contienen la descripción y su correspondiente archivo de datos del edificio.	155
D.12. Líneas de programación que contiene el dígito del edificio.	155
D.13. Líneas para reportar las fuerzas verticales por cada nivel.	156
D.14. Líneas para reportar los cortantes en la base.	156
D.15. Código mwall parte (1/13)	157

D.16.Código mwall parte (2/13)	158
D.17.Código mwall parte (3/13)	159
D.18.Código mwall parte (4/13)	160
D.19.Código mwall parte (5/13)	161
D.20.Código mwall parte (6/13)	162
D.21.Código mwall parte (7/13)	163
D.22.Código mwall parte (8/13)	164
D.23.Código mwall parte (9/13)	165
D.24.Código mwall parte (10/13)	166
D.25.Código mwall parte (11/13)	167
D.26.Código mwall parte (12/13)	168
D.27.Código mwall parte (13/13)	169

ÍNDICE DE TABLAS

1.1. Daños por sismos en América	8
2.1. Resistencia mínima a la compresión de piezas [10]	14
2.2. Peso volumétrico mínimo de piezas en estado seco [10]	14
2.3. Propuestas de ancho efectivo de puntal diagonal	21
3.1. Propiedades estadísticas geométricas	48
3.2. Propiedades estadísticas del concreto	48
3.3. Propiedades estadísticas del acero	48
4.1. Casos de estudio	63
4.2. Cargas gravitacionales de diseño del edificio de estudio	65
4.3. Parámetros utilizados para determinar las cargas por sismo para el diseño del edificio de estudio	66
4.4. Dimensiones de Columnas del edificio	67
4.5. Dimensiones de vigas del edificio	67
4.6. Resultados del Análisis gravitacional y modal de edificios con muros ligados y desligados con propiedades simuladas	71
4.7. Tabla de acelerogramas sísmicos utilizados para el análisis de los edificios	73
4.8. Casos de sismo analizados	75
4.9. Rigidez Secante de edificios con muros desligados en dirección X, Z	76
4.10. Rigidez Secante de edificios con muros ligados en dirección X, Z	77
4.11. Rigidez Tangente en dirección X y Z obtenida a partir del análisis Pushover para edificios con muros desligados	82
4.12. Rigidez Tangente en dirección X y Z obtenida a partir del análisis Pushover para edificios con muros ligados	82
4.13. Aceleraciones espectrales	84
5.1. Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros desligados en dirección X	88
5.2. Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros desligados en dirección Z	89
5.3. Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros ligados en dirección X	90
5.4. Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros ligados en dirección Z	91
5.5. Cálculo del valor medio y desviación estandar de edificios con muros desligados	93

5.6. Cálculo del valor medio y desviación estandar de edificios con muros desligados	94
D.1. Archivos necesarios para análisis gravitacional con muros desligados	135
D.2. Archivos necesarios para análisis modal con muros desligados .	136
D.3. Archivos necesarios para análisis sísmico con muros desligados	137
D.4. Archivos necesarios para análisis pushover con muros desligados	138
D.5. Archivos necesarios para análisis modal con muros ligados . . .	139
D.6. Archivos necesarios para análisis sísmico con muros ligados . .	140
D.7. Archivos necesarios para análisis pushover con muros ligados .	141

RESUMEN

Esta investigación tiene el objetivo de determinar el nivel de confiabilidad sísmica de edificios con piso suave en planta baja, ubicados en la zona del estado de Guerrero; dentro de las costas del mar pacífico de la República Mexicana, una de los cuales tienen mayor incidencia de sismos de magnitudes peligrosas para las estructuras o en alguna zona con condiciones similares. Este esfuerzo se orienta a analizar edificios que se asemejen a los reales con propiedades que generen respuestas críticas ante las características de los sismos y el tipo de suelo de la zona. Por tal razón, se eligieron edificios de 5 niveles con base rígida, sin considerar la interacción suelo-estructura.

Para el desarrollo de la investigación se utilizaron métodos estocásticos para la obtención de las propiedades de los materiales, geometría de las secciones y cargas utilizando el programa SIB, una herramienta elaborada para este propósito. A partir de la información que se le proporciona, este programa genera los códigos de los modelos de los edificios en tres dimensiones, con propiedades simuladas, basados en las variaciones estadísticas de los diferentes parámetros que intervienen en la construcción de las secciones de concreto, listos para ejecutarse en el programa OpenSees.

Puede considerarse entonces que cada modelo generado representa trasladar las condiciones que se presentan en la construcción real de un edificio a uno virtual expresado en números y códigos. En este caso se generaron 5 modelos de edificios con propiedades diferentes simuladas aleatoriamente usando el método de Monte Carlo. Se aprovecha la oportunidad para describir de manera detallada todo el proceso que se sigue para desarrollar el estudio

de confiabilidad, utilizando el programa SIB Y OpenSees.

El resultado del estudio concluye que, para edificios de 5 niveles, con relación de aspecto 1.50, sistemas estructurales formados con marcos y planta baja abierta (sin muros), el nivel de confiabilidad es menor cuando existen muros de mampostería conectados a la estructura en los niveles superiores que cuando los muros están totalmente desconectados de ésta. Lo anterior se debe a que con los primeros la rigidez de los niveles superiores se incrementa radicalmente al interactuar con los muros formándose el fenómeno de piso blando, esto se deduce de los análisis de capacidad con el método de pushover, ya que, en estos casos, se puede observar que la estructura pierde mucha capacidad de deformación.

ABSTRACT

The objective of this research is to determine the level of seismic reliability of buildings with soft-floor on the ground floor that are located in the area of the state of Guerrero within the Pacific coast of the Mexican Republic, an area with a higher incidence of earthquakes of dangerous magnitudes for structures or in an area with similar conditions. This effort is aimed at analyzing buildings that resemble real ones with properties that generate critical responses to the characteristics of earthquakes and the type of soil in the area. For this reason, 5-level buildings with a rigid base were chosen without considering the soil-structure interaction.

For the development of the research, stochastic methods were used to obtain the properties of the materials, geometry of the sections and loads using the SIB program, a tool developed for these purposes. Based on the information provided this program is able to generate the codes of the building in three-dimension models with average properties based on the statistical variations of the different parameters that have bearing on the construction of the concrete sections, and ready to be executed on the OpenSees program.

It can be considered that each generated model represents transferring the conditions that occur in the real construction of a building to a virtual one expressed in numbers and codes. In this case, 5 building models with different properties randomly simulated were generated using the Monte Carlo method. The opportunity is taken to describe in detail all the process that is followed to develop the reliability study using the SIB Y OpenSees program.

The result of the study concludes that, for buildings of 5 levels, with a 1.50 aspect ratio the structural systems formed with frames and an open ground floor (without walls), the level of reliability is lower when there are masonry walls connected to the structure in the upper levels, that when the walls are totally disconnected from it. The foregoing is due to the fact that with the former the rigidity of the upper levels is radically increased when interacting with the walls, forming the soft floor phenomenon. This is deduced from the capacity analysis with the pushover method, since, in these cases it can be observed that the structure loses a lot of deformation capacity.

CAPÍTULO 1

PLANTEAMIENTO

1.1. Piso Suave

Se conoce como pisos suaves o débiles a aquellos entrepisos dentro de una estructura que tienen una reducción significativa en su rigidez y/o resistencia lateral con respecto a los siguientes entrepisos, principalmente los inmediatos superiores, resultando perjudiciales para el comportamiento global [12].

Dentro de las causas principales que generan estas reducciones se puede citar [19]:

- Un entrepiso más alto con respecto a los superiores.
- Discontinuidad en la trayectoria de las cargas, creada por un cambio vertical u horizontal en la estructura.
- Interrupción de columnas con respecto a entrepisos superiores.
- Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- El uso de muros diafragma que apoyan a las columnas del marco con rigidez lateral y reducen el desplazamiento, al ser concebidos como no estructurales o desligados de la estructura, se idealizan como cargas lineales sobre las trabes.

En la actualidad, el uso de edificios con primer piso suave o débil es muy común en zonas urbanas. En este tipo de estructuras, uno de los niveles, generalmente la planta baja, es utilizado como estacionamiento, distribución de espacios para negocios, entre otros usos, y se estructura principalmente con base en marcos, mayoritariamente de concreto reforzado, y con poca presencia de muros. En contraste, los niveles superiores que conforman el edificio, en los que su uso principal es para casa-habitación, disponen primordialmente de muros, tanto por fines estructurales como por división de espacios por requisitos de uso. Estos muros generalmente son de mampostería, ya sea que trabajen individualmente o con marcos de concreto reforzado (muros diafragma), ligados o “mal desligados” a la estructura, que contribuyen al soporte de fuerzas laterales, dependiendo de la competencia del constructor y la calidad en la supervisión de la obra. Lo anteriormente descrito genera que tanto la rigidez como la resistencia de los niveles superiores sean mayores en comparación con la primera planta [12].

Una causa probable por la cual se genera el piso blando es la falta de detalles específicos en los planos de la ingeniería de la estructura ya que al suponerse como no estructurales se les da poca importancia al detallado de los muros. Adicionalmente se suma la inexperiencia o desconocimiento de la supervisión durante el proceso de construcción acerca de estos temas.



(a) Ejemplo de piso blando 1



(b) Ejemplo de piso blando 2 (Cd. de México 2017)



(c) Ejemplo de piso blando 3 (Cd. de México 2017)



Figura 1.1: Ejemplos de edificios con piso suave

1.2. Confiabilidad

En el sentido más amplio, la confiabilidad está asociada con la dependencia hacia un producto, con la operación exitosa y con la ausencia de fallas. Así, la confiabilidad se define como la probabilidad de que un sistema desempeñará su función prevista durante un periodo especificado de tiempo bajo un cierto conjunto de condiciones. Se dice que un producto o sistema ha fallado cuando cesa de desempeñar su función prevista. Cuando hay una total interrupción de la función, el sistema claramente ha fallado. A menudo, sin em-

bargo, es necesario definir la falla cuantitativamente a fin de tomar en cuenta las formas más sutiles de falla; sea el deterioro o la inestabilidad de la función [11].

El objetivo central de la confiabilidad es estudiar los efectos de la variabilidad, que combinados, puede causar la falla de una estructura o influir de una manera importante a que se produzca. De manera general se pueden considerar dos tipos de variabilidad principales :

- a) Durante la construcción
- b) Después de la construcción

Las propiedades que varían durante la construcción, con respecto a los planos que fueron producto de todo el dimensionamiento de la estructura, son las dimensiones de la sección, la resistencia del concreto y sus inherentes propiedades, los diámetros de las varillas, la posición de las varillas, Límite de fluencia y Módulo de elasticidad del acero, etc. También hay variabilidad en el peso de los materiales por lo que resultan fluctuaciones en la magnitud de la carga considerada muerta.

Después de la construcción o durante la vida útil de la estructura, existe la variabilidad en las cargas vivas, en deterioros mayores o menores debido al buen o mal mantenimiento de esta.

Todo problema de diseño en estructuras involucra algún elemento de incertidumbre, impredecibilidad, o aleatoriedad: no importa qué tanto se conozca acerca del fenómeno, el comportamiento de una estructura es incapaz de predicción precisa. Por tanto, no pueden existir estructuras que nunca fallen; es más bien una cuestión de mayor o menor probabilidad de falla. De acuerdo con esto, el diseño probabilístico está relacionado con la probabilidad de falla, o preferentemente, de desempeño sin falla, es decir la probabilidad de que la estructura realice su función asignada, en otras palabras, con la *confiabilidad* [11].

El análisis de Monte Carlo es una herramienta en ingeniería que permite ejecutar un análisis estadístico de la incertidumbre en un problema de ingeniería estructural, siendo particularmente útil para problemas complejos donde numerosas variables aleatorias están relacionadas a través de ecuaciones no lineales. Resulta útil, a menudo, visualizar el análisis de Monte Carlo como un experimento el cual es realizado por una computadora en lugar de un laboratorio de ingeniería estructural [11].

Utilizando la herramienta del método de Montecarlo es posible generar la simulación de diferentes estructuras de un mismo edificio. Es decir, se pueden formar una familia de estructuras que corresponden a una estructura con la característica que tienen diferentes propiedades de materiales, secciones transversales, etc. La variación de cada una de las propiedades se basa en estudios estadísticos para cada una de las propiedades que intervengan, así como de las cargas, pero se afectan de manera aleatoria de tal manera que la estructura simulada tendrá propiedades y por lo tanto respuestas a las cargas diferentes que la estructura con propiedades nominales o deterministas.

1.3. Metodología

1.3.1. Objetivos

Objetivo general

Estudiar la confiabilidad sísmica de la estructura para un edificio cuya relación de aspecto en planta es de 1.50, formado por un sistema de marcos de concreto reforzado en dos direcciones ortogonales, libre de muros primero y después con muros en todos los niveles excepto en planta baja para provocar el piso suave. Se emplearán para tal fin los criterios de desempeño sísmico y modelos matemáticos para hacer el análisis no lineal que incluyen la utilización del modelo de discretización por fibras de los vigas y columnas,

así como de las diagonales que simulan los muros de mampostería.

Objetivos específicos

- Dimensionar el edificio planteado como modelo para estudio.
- Generar la familia de edificios con propiedades medias y simuladas con muros desligados de la estructura (sin muros), utilizado el programa SIB.
- Generar los modelos de los puntales diagonales para simular los muros en el perímetro del edificio, en todos los niveles excepto planta baja.
- Generar la familia de edificios con propiedades medias y simuladas incluyendo los puntales diagonales. A este grupo se llamará edificios con muros ligados a la estructura.
- Elaborar el análisis no lineal de la familia de edificios de propiedades medias y simuladas con muros desligados de la estructura, mediante el uso del programa OpenSees.
- Elaborar el análisis no lineal de la familia de edificios de propiedades medias y simuladas con muros ligados a la estructura, mediante el uso del programa OpenSees
- Elaborar el análisis de confiabilidad sísmica de la familia de edificios con propiedades medias y simuladas

1.3.2. Hipótesis principal

La confiabilidad sísmica de los edificios de 5 niveles, formados con estructuras a base de marcos rígidos en ambos sentidos, se reduce considerablemente debido a la formación de piso blando causado por la rigidización de la estructura en los niveles superiores debido al confinamiento de los muros de mampostería por las vigas y columnas que forman parte del sistema estructural principal.

1.3.3. Hipótesis secundaria

El fenómeno de piso suave, para edificios de 5 niveles, tiene menos probabilidades de manifestarse en zonas de baja sismicidad.

1.3.4. Justificación de la investigación

Por ser parte del llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, el país es afectado por una fuerte actividad sísmica y volcánica. Dos terceras partes del país tienen un riesgo sísmico significativo, que se debe principalmente a los terremotos que se generan en la Costa del océano Pacífico, en la conjunción de las placas tectónicas de Cocos y de Norteamérica [16].

Debido a lo anterior, se presentan eventos sísmicos con mucha frecuencia en el territorio nacional. Por ejemplo, en el siglo XX se tienen registrados 51 sismos importantes con magnitud mayor de 7, lo cual significa que ocurrieron con una frecuencia de 2 años [16]. Por otro lado, se ha observado que, en diferentes sismos ocurridos en la historia reciente, de acuerdo al análisis realizado por los autores (Páez et al., 2017), el colapso de los edificios o un porcentaje considerable de daños, es atribuible a falla por piso suave [17].

En la tabla 1.1, se mencionan algunos eventos sísmicos importantes extraídos de [17], [15], [22] y [6], en las cuales se identificó la presencia de la falla por piso suave y otras afectaciones.

Tabla 1.1: Daños por sismos en América

Sismo	Año	Intensidad (Escala de Ritcher), excepto indicado	Presencia de Falla por piso suave	Muertes	Edificios Destruí- dos
Chile	1985	7.8	Si	180	150
El Salvador	1986	Mb=5.4	Si	2000	60000
San Fernando USA	1971	6.6	Si	-	
México	1985	Mw=8.1	Si (9 % de edificios dañados)	9500	330
Northridge, Ca- lifornia	1994	6.7	Si	-	
Perú	2007	Mw=7.9	Si	519	
Haití	2010	7	Si	235000	-
Chile-Maule	2010	8.8	Si	-	-
Ecuador	2016	7.8 (Mb=4.8)	Si	700	-
México	2017- sep	Mw=7.1	Si	200	-

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este capítulo se abordará el estado del arte relacionado con el estudio de confiabilidad sísmica, para estructuras de edificios integradas por marcos que interactúan con muros de mampostería.

Para llevar a cabo el análisis de confiabilidad se requerirá tomar en cuenta conceptos y conocimientos que requieren ser comprendidos con la finalidad de tener la claridad en el desarrollo del trabajo, tales como:

- a) Estructuras con marcos de concreto reforzado.
- b) Mampostería.
- c) Modelación de muros confinados con marcos.
- d) La sismicidad en México.
- e) Riesgo sísmico.
- f) Diseño por desempeño sísmico
- g) Teoría de la confiabilidad en las estructuras.
- h) Algunas investigaciones similares

2.1. Estructura con marcos de concreto reforzado

Son estructuras formadas por vigas o trabes y columnas fabricadas de concreto reforzado. Por lo general se forman marcos en las dos direcciones en forma ortogonal. La unión y el detallado del acero de refuerzo debe cuidarse para que las uniones proporcionen una rigidez tal que sea considerada como una unión continua. En los reglamentos modernos, tal como el ACI, para el diseño por sismo se consideran tres categorías de marcos [1]:

Marcos ordinarios Son aquellos que forman parte de edificios ubicados en zona de baja sismicidad debido a que tienen baja capacidad de disipación de energía.

Marcos intermedios Son aquellos que forman parte de edificios ubicados en zona de sismicidad moderada ya que poseen limitada capacidad de disipación de energía.

Marcos especiales Son aquellos que forman parte de edificios ubicados en zona de sismicidad elevada dado que poseen una alta capacidad de disipación de energía.

Las estructuras con marcos ordinarios se esperan funcionen dentro del rango elástico de deformaciones cuando se somete a excitaciones sísmicas. Mientras que las estructuras con marcos intermedios y especiales se diseñan para que disipen energía a través de inelasticidad ya que en su diseño se utilizan fuerzas sísmicas menores a las correspondientes a la respuesta elástica. Este tipo de marcos son utilizados en regiones de riesgo sísmico de moderado a alto.

2.2. Mampostería

Desde el punto de vista etimológico se llama mampostería (en latín: manus-positus, ‘mano-poner’) al sistema tradicional de construcción que consiste en erigir muros y paramentos mediante la colocación manual de los elementos o los materiales que los componen (denominados mampuestos), que pueden caracterizarse por estar sin labrar (o con una labra muy tosca)

Una definición más actualizada de mampostería puede presentarse como un sistema de construcción tradicional que consiste en superponer rocas, ladrillos o bloques de concreto prefabricados, para la edificación de muros o paramentos. Los materiales uniformes o no, también llamados mampuestos, se disponen de forma manual y aparejada. Para su adición se emplea una mezcla de cemento o cal, con arena y agua.

2.2.1. Tipos de muros de mampostería

Los materiales comúnmente utilizados para construir muros de mampostería en los edificios son los ladrillos de barro sólidos, ladrillos de barro perforados, ladrillos de barro con celdas, bloques de cemento-arena huecos, bloques sólidos de concreto celular, etc.

El material utilizado para unir los ladrillos de barro y cemento arena es el mortero cemento-arena, en el caso de los bloques de concreto celular se utiliza un material compatible con el tipo de material utilizado para fabricar los bloques.

Desde el punto de vista estructural se pueden considerar como dos tipos:

- a) Muros estructurales
- b) Muros no estructurales o divisorios

Dentro de los muros estructurales se pueden definir los siguientes tipos

[10]:

a) Muros de mampostería confinada. En este tipo se construye primero el muro con piezas macizas o huecas (multiperforadas) de mampostería. Los muros pueden o no llevar refuerzo horizontal en las juntas y posteriormente se construyen castillos y dalas que son pequeños elementos de concreto reforzado, verticales y horizontales respectivamente que sirven como elementos de confinamiento del muro. El refuerzo horizontal si lo hay debe anclarse en los castillos.

b) Muros con refuerzo interior. Este tipo de muros se construye con piezas de mampostería huecas. En algunas de las cavidades dejadas por las piezas se coloca refuerzo vertical y luego se rellena con concreto. El refuerzo en los bordes de los muros debe ser tal que cumpla las funciones de un elemento de confinamiento. En las juntas horizontales también puede disponerse acero de refuerzo.

c) Muros diafragma Estos muros se construyen para cerrar una crujía de un marco de concreto o acero. Distingue a estos muros respecto a los confinados, que se construyen en un tiempo posterior al marco y los elementos de borde: trabes y columnas, son robustos en comparación al muro, lo que evita que se deformen junto con él, de modo que suele presentarse una separación entre el muro y dichos elementos ante acciones de diseño. Es decir, los muros no adquieren la forma de la deformación de las vigas y columnas en todo el perímetro que forman estos elementos, al presentarse cargas laterales.

Los muros suelen alojar diversos elementos sin resistencia estructural, pero que pueden alterar su comportamiento, tales como vanos de puertas, ventanas y ductos, así como instalaciones hidráulicas y eléctricas [10].

El acabado del muro carece de importancia para fines del comportamiento, a menos que se trate de una capa armada adecuadamente y con un material

resistente como puede ser concreto reforzado con malla o fibra de carbono [10].

Dentro de los muros no estructurales se pueden incluir aquellos que solo tienen la función de generar una división de los espacios arquitectónicos. Estos muros tendrán la estructura mínima para mantenerse estables por lo que su estructura no necesariamente deberá cumplir con requisitos establecidos en los reglamentos para muros estructurales

2.2.2. Materiales utilizados para los muros de mampostería en México

Dimensiones

En la Figura 2.1 se muestran algunas piezas de mampostería y algunas de sus dimensiones típicas. El bloque es una pieza cuyo largo nominal es 400 mm o mayor en módulos de 100 mm y cuya altura nominal es de 200 mm, (incluyendo la junta de albañilería). Generalmente se fabrica de concreto y puede ser macizo, multiperforado o hueco.

El tabique tradicional contaba con dimensiones 7x14x28 cm, pero en la actualidad los tamaños se aproximan a 6x12x24 cm, aunque en la industria está teniendo éxito la pieza de 12x12x24, debido a la mayor velocidad que se consigue en la construcción [10].

Resistencia

En la Tabla 2.1 se muestra la resistencia mínima a compresión de las piezas de mampostería, requerida por las Normas (NMX-C-404-ONNCCE-2005, 2005), (NMX-C-036-ONNCCE-2004, 2004) (método de prueba) Como se observa, se exige más a un tabicón que a un bloque, respecto de su resistencia mínima [10].

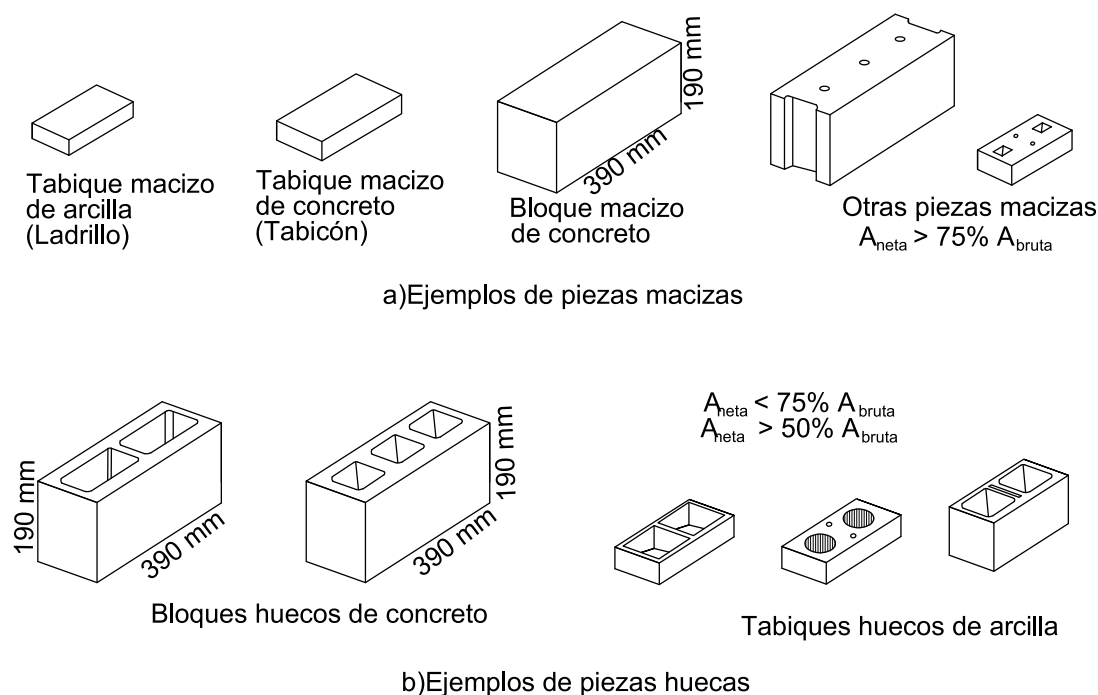


Figura 2.1: Piezas típicas para uso en mampostería (NMX-C-404-ONNCCE) [10]

Tabla 2.1: Resistencia mínima a la compresión de piezas [10]

Tipo de pieza	f^*p (kg/cm ²)
Bloques	60
Tabique (ladrillo) recocido	60
Tabique (ladrillo) extraído	60 (hueco horizontal)
	100 (hueco vertical)
Tabicones	100

Peso volumétrico

En la Tabla 2.2 se presenta el peso volumétrico mínimo de piezas en estado seco. Se busca limitar el empleo de arenas muy ligeras (tipo tepojal) en la fabricación de piezas [10].

Tabla 2.2: Peso volumétrico mínimo de piezas en estado seco [10]

Tipo de pieza	Valores en kg/m ³
Tabique de barro recocido	1300
Tabique de barro con huecos verticales	1700
Bloque de concreto	1700
Tabique de concreto (tabicón)	1500

Piezas Macizas y huecas

Las NTCM y la NMX-C-404-ONNCCE hacen una distinción desde el punto de vista del comportamiento de las piezas en macizas y huecas [10]:

- Piezas macizas: aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.
- Piezas huecas: son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm. Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos. Sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

La importancia de esta distinción se debe a su forma de comportamiento. Ante carga lateral, debido a una mayor resistencia de una pieza maciza, las fisuras que se presentan tienden a seguir el mortero y por lo tanto, generan trayectorias más largas y un mejor comportamiento. En cambio, las piezas huecas son fácilmente atravesadas por las fisuras y conllevan a un comportamiento más frágil. En efecto, cuando un muro ha quedado ya agrietado, las piezas macizas mantienen cierta integridad friccionando a través de las superficies de sus grietas, triturándose y pulverizándose pero disipando energía; en cambio las piezas huecas tienden a perder las paredes rápidamente después de que el muro se agrieta por lo que su capacidad de mantener la carga y disipar energía en la etapa inelástica (tras el agrietamiento) es menor. De ahí, que el coeficiente de ductilidad dependa del tipo de pieza que se esté empleando

[10].

Módulo de elasticidad

Para mampostería de tabiques y bloques de concreto el modulo de elasticidad (E_m) se puede determinar de la siguiente forma [10].

Para cargas de corta duración:

$$E_m = 800f * m \quad (2.1)$$

Para cargas sostenidas:

$$E_m = 350f * m \quad (2.2)$$

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto.

Para cargas de corta duración:

$$E_m = 600f * m \quad (2.3)$$

Para cargas sostenidas:

$$E_m = 350f * m \quad (2.4)$$

El módulo de cortante de la mampostería se puede tomar como:

$$G_m = 0.4E_m \quad (2.5)$$

Como se puede apreciar, una mayor velocidad de carga implica un mayor módulo de elasticidad. Diversos estudios han mostrado que el valor del módulo de cortante de la mampostería está en el rango $[0.1 E_m, a 0.3 E_m]$. Estos valores reflejan que el material es ortotrópico. Dichos valores en un material homogéneo elástico no pueden especificarse ya que dan lugar a valor del coeficiente de Poisson mayor a 0.5 [10].

2.3. Modelación de muros confinados por marcos.

En cuanto al comportamiento combinado de la pared de relleno y el marco estructural que se han observado en muchos terremotos, los investigadores predijeron estos eventos con el modelado de muros de relleno de mampostería basados en la Fig. 2.2 como elementos de puntal de compresión. La existencia de muros de relleno puede cambiar el comportamiento estructural de una acción de flexión a una acción axial [24].

Las ventajas en la conversión de la fuerza de flexión en axial son:

- Reducir la contribución del marco en la resistencia lateral;
- Reducir las deformaciones laterales.

Las desventajas de convertir la fuerza de flexión en axial:

- Aumento de la carga axial en la columna y la cimentación,
- Generación de cortantes concentrados en la parte superior e inferior de la columna,
- Generación de cortantes concentrados al principio y al final de la viga,
- Generación de enormes cortes en la cimentación.

Los puntales equivalentes de la pared de relleno se pueden modelar en 3 tipos diferentes: viga a viga (Fig. 2.3), columna a columna (Fig. 2.4) y nodo a nodo (Fig. 2.5) [24].

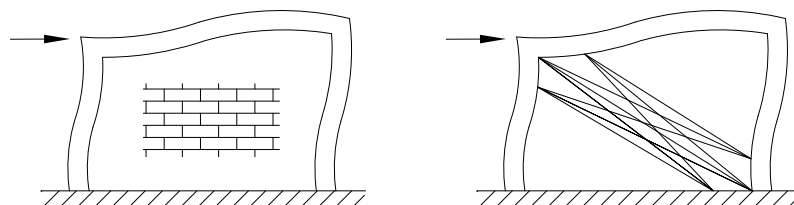


Figura 2.2: Modelo con 9 puntales [24]

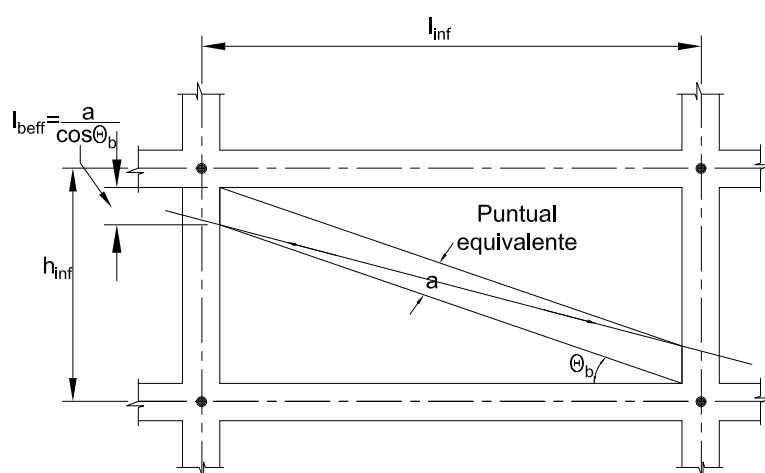


Figura 2.3: Modelo viga a viga [24]

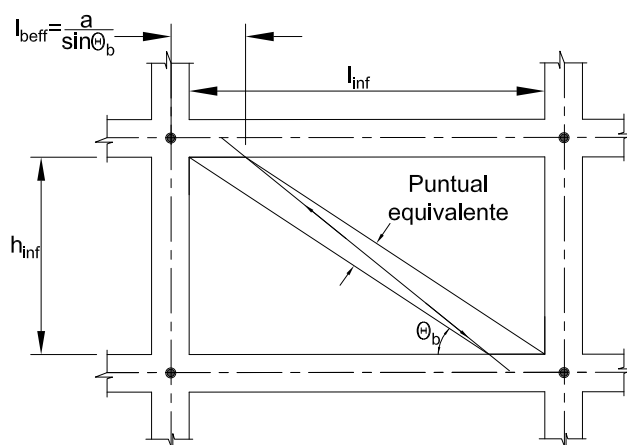


Figura 2.4: Modelo columna a columna [24]

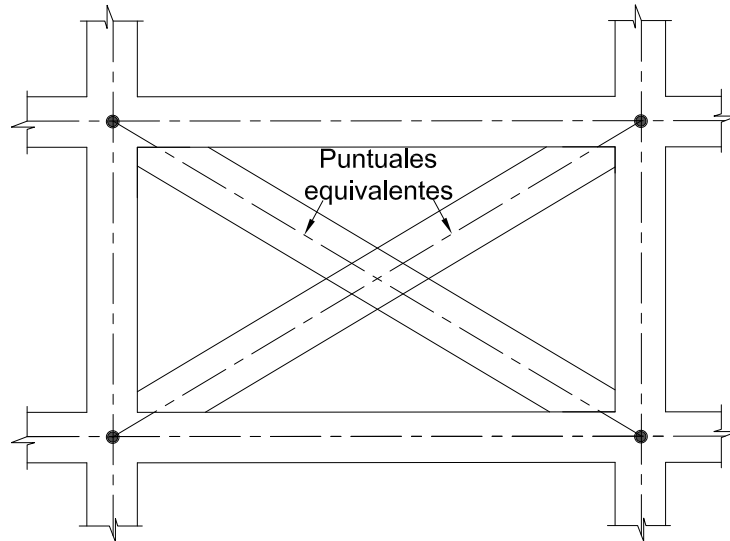


Figura 2.5: Modelo esquina a esquina [24]

El modelado de elementos finitos de los muros de relleno de mampostería es una tarea muy compleja y poco confiable debido a varios parámetros tales como: características del mortero, especificaciones del ladrillo, la interacción entre ladrillo y mortero, la interacción entre la pared de relleno de mampostería y el marco. Posiblemente las discusiones en este tema podrían ser [24]:

1. Modelado de muros de relleno categorizados en dos métodos:

- Modelos detallados (Micro).
- Modelos simples (Macro).

El primero se ofrece en base al elemento finito del muro de relleno de mampostería que ha utilizado métodos comunes con las teorías de elasticidad y plasticidad. El comportamiento de los macro-modelos se basan en el comportamiento físico de los muros de relleno que se pueden modelar utilizando uno o algunos elementos estructurales.

2. El segundo tema importante está relacionado con la capacidad del modelo para cubrir algunos/todos los fenómenos no lineales relacionados.

Por ejemplo, la rigidez real en algunos modelos no es considerada en el límite elástico. Algunos otros modelos tienen en cuenta su rigidez y su disminución cuidadosa, así como la disminución de la resistencia. Así es como el comportamiento estructural se puede estudiar antes de llegar a la fractura.

3. Otro tema es estudiar los efectos de la carga.

Los micro-modelos se basan en el método de elementos finitos que generalmente utilizan 3 tipos de elementos para proporcionar la pared de relleno de mampostería, el marco y la interacción entre ellos. En la mayoría de los casos, se ha prestado especial atención a los elementos de contacto entre los muros de relleno mampostería y los elementos del marco. Luego, se ha aclarado que la simulación numérica del muro de relleno es muy importante y su comportamiento no lineal debe modelarse con grandes niveles de precisión [24].

La idea de usar un elemento simple para simular muros de relleno dentro del marco siempre ha sido atractivo, y tiene varias ventajas en el proceso de análisis y diseño, ya que un puntal diagonal con propiedades mecánicas adecuadas puede ser un candidato apropiado para la modelación de muros. Utilizando el modelo de puntal diagonal, será posible ingresar los siguientes elementos al modelo [24]:

- Rigidez al corte del muro de relleno,
- Pequeño esfuerzo cortante y de tensión de la columna en el contacto entre la pared y el marco.

Aunque este modelo simple no puede darse cuenta de las siguientes complejidades:

- Disminuir la rigidez y la resistencia bajo cargas cíclicas,

- Comportamiento fuera del plano para muros de relleno de mampostería cuando ocurrieron grietas diagonales,
- Deslizamiento cortante a lo largo de las juntas que se produce a la altura media de los muros de relleno.

El ancho efectivo del puntal equivalente en el muro de relleno propuesto por diferentes investigadores tiene una variación del 10 al 35 %. La Tabla 2.3 resume las diferentes relaciones para el ancho efectivo de la diagonal equivalente en los muros de relleno de mampostería (dw es el espesor del muro) [24], se agrega la propuesta por Bazan [5]:

Tabla 2.3: Propuestas de ancho efectivo de puntal diagonal

Puntal de diagonal equivalente	
Investigador	Ancho Efectivo (bw)
Holmes (1961)	$bw = (0.33)dw$
Mainstone (1971)	$bw = (0.16)(\lambda h) - 0.3dw$
Klingner and Bertero (1978)	$bw = 0.175(\lambda h) - 0.4dw$
Liau and Kwan (1984)	$bw = 0.95hw \cos \theta(\lambda h) - 0.5$
Paulay and Priestley (1992)	$bw = (0.25)dw$
Banda inferior (efecto positivo)	$bw = (0.1)dw$
Bazan (1980)	$w = (0.35 + 0.022L)h$

2.4. Sismicidad en México

La sismicidad es uno de los fenómenos derivados de la dinámica interna de la Tierra que ha estado presente en la historia geológica de nuestro planeta, y que seguramente continuará manifestándose de manera similar a lo observado en el pasado [13].

Los sismos no pueden predecirse, es decir, no existe un procedimiento confiable que establezca con claridad la fecha y el sitio de su ocurrencia, así como el tamaño del evento. Sin embargo, los sismos se presentan en regiones bastante bien definidas a nivel regional y se cuenta con una estimación de las

magnitudes máximas, en función de los antecedentes históricos y estudios geofísicos [13].

La litosfera está dividida en varias placas, cuya velocidad de desplazamiento es del orden de varios centímetros por año. El territorio mexicano se encuentra afectado por la interacción de cinco placas tectónicas (figura 2.6). En los límites entre placas, donde éstas hacen contacto, se generan fuerzas de fricción que impiden el desplazamiento de una respecto de la otra, generándose grandes esfuerzos en el material que las constituye. Si dichos esfuerzos sobrepasan la resistencia de la roca, o se vencen las fuerzas friccionantes, ocurre una ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada. Desde el foco (o hipocentro), ésta se irradia en forma de ondas sísmicas, a través del medio sólido de la Tierra en todas direcciones [13].



Figura 2.6: Placas tectónicas en la zona de la República Mexicana [13]

Los epicentros de la mayor parte de los terremotos de gran magnitud (mayores o iguales que 7: figura 2.7), que llegan a ocasionar grandes daños, se ubican en las costas de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas. También han ocurrido, aunque con menor frecuencia, grandes sismos en el centro y sur de Veracruz y Puebla, norte y centro de Oaxaca y Chiapas, en la zona fronteriza entre Baja California y los Estados Unidos e incluso en el Estado de México y Sonora [13].

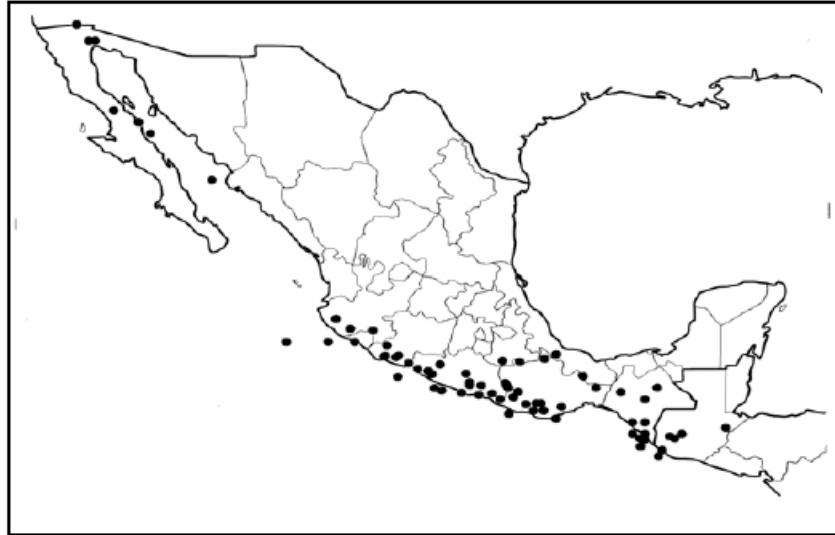


Figura 2.7: Sismos con magnitud de 7 o mayor ocurridos en el siglo XX [13]

2.5. Riesgo sísmico

El riesgo sísmico (RS) se puede determinar mediante la siguiente expresión [13]:

$$RS = (Pe)(Vu)(BE) \quad (2.6)$$

Los tres componentes o variables que participan se pueden definir como sigue:

Peligro Pe : Es la probabilidad de que ocurra un sismo de alto nivel de peligrosidad. Depende de las diferentes zonas de ocurrencia de sismos fuertes. Las zonas con peligro sísmico alto ya están muy definidas y no se puede hacer prácticamente nada para modificar su nivel de peligrosidad.

Vulnerabilidad Vu : La vulnerabilidad de una estructura depende de su diseño y los cuidados que se tengan para construirla, así como su mantenimiento, es decir es el grado de susceptibilidad de la estructura ante sismos peligrosos.

Bienes Expuestos BE : Son los activos que pueden ser personas altamente

capacitadas, edificios, presas, plantas nucleares, centros habitacionales, etc.

Como se puede observar en la expresión, la ingeniería estructural se involucra en el factor de vulnerabilidad con el propósito de disminuir el riesgo sísmico. Esto último se puede lograr mediante la implementación de métodos confiables para tener estructuras que tengan un adecuado comportamiento ante fuerzas inducidas por sismos de alta peligrosidad.

2.6. Diseño por desempeño sísmico

Procedimiento que se utiliza para asegurar que el comportamiento del edificio que fue diseñado cumpliendo los estándares convencionales de diseño sismoresistente, tendrá un comportamiento o desempeño que se esperaría que tuviera al haber cumplido con estos.

El diseño por desempeño no es algo nuevo, ya que tiene aproximadamente tres décadas en que surgió la idea de esta filosofía para revisar estructuras. Sirve para evaluar el comportamiento tanto de estructuras existentes, como de estructuras nuevas.

En esencia el método de diseño por desempeño permite evaluar cómo se comporta una estructura que fue concebida para resistir fuerzas sísmicas, y verificar si en realidad tienen la capacidad de resistirlas. Esta inquietud existe principalmente en estructuras de edificios o edificaciones especiales tales como edificios altos, con irregularidades, que por su uso se consideren especiales, presas, etc. Dentro de los edificios especiales se podrían mencionar los hospitales, las escuelas y las centrales nucleares como los más representativos

Es conocido, que los edificios con cierto grado de irregularidad, su estructura pueda tener problemas de comportamientos indeseados y que por lo tanto la manera de tomar en cuenta estas, deben afectarse los factores de

reducción de ductibilidad para reducir su valor y de esta manera obtener valores de fuerzas cortantes mayores. Lo anterior alimenta la idea dentro de la comunidad de ingenieros dedicados a hacer diseños de estructuras que con el solo hecho de reducir el parámetro de ductilidad usado para determinar el espectro de diseño es suficiente para tener un diseño sismorresistente seguro de la estructura de un edificio. En los reglamentos o manuales de construcción existen reglas para afectar el valor de la ductilidad que se debe usar en función de los diferentes tipos de irregularidad de las edificaciones.

Conociendo y aplicando la filosofía de diseño por desempeño, la comunidad de ingenieros, se podría dar cuenta lo equivocados que podrían estar algunos diseños, que están basados únicamente bajo el criterio de resistencia, es decir conformarse con proveer a los elementos la resistencia para soportar los efectos que le produzcan las fuerzas cortantes del sismo, sobre todo para edificios con características geométricas especiales. Esto es, porque incluso hay casos, en los que existe la idea que dejando un factor de seguridad o colocando un poco de más cantidad de acero se estaría dejando el edificio más seguro.

Se sabe que lo ideal en edificios que estarán construidos en una zona sísmica importante se recomienda utilizar estructuras regulares, es decir que tengan formas tendiendo a lo rectangular y simétrica. Sin embargo, para los arquitectos, quienes son los principales líderes en los proyectos y quienes deciden la forma de estos, no son muy afectos a este tipo de formas. Entonces la ingeniería por lo tanto estará constantemente necesitando implementar este tipo de procedimientos ya que es muy difícil que los edificios no tengan un cierto grado de irregularidad.

La ciudad de Monterrey, tiene una ventaja, ya que está ubicada en una zona catalogada como de baja sismicidad, sin embargo, de acuerdo con algunas investigaciones existe una amplia probabilidad de que ocurra un sismo de magnitud $M_w=6.4$ en la falla de San Marcos localizada en la zona central

del estado de Coahuila que podría producir una aceleración máxima del orden de 70 cm/seg² y que por lo tanto podría provocar potenciales daños [4]. Por lo anterior podría ser no necesario elaborar estudios de este tipo para los edificios convencionales, pero la ciudad continuará creciendo verticalmente y con formas cada vez mas especiales para lo cual podría ser necesario realizar la revisión por desempeño sísmico. También, es necesario y muy importante que un ingeniero se encuentre capacitado en estos temas para poder elaborar adecuadamente diseños de edificios localizados en zonas de alta sismicidad.

2.6.1. Proceso de diseño utilizando el método de desempeño

Para realizar el diseño de una estructura utilizando el método de desempeño, realmente todo es igual al elaborado con los procesos convencionales, solo que después de haber terminado el diseño convencional se procede a implementar un proceso adicional que consiste en revisar el desempeño de la estructura siguiendo los procedimientos y requerimientos de las especificaciones de los reglamentos.

De manera descriptiva se mencionarán los pasos de un diseño que incluya la revisión del método por desempeño utilizando el método de capacidad con la curva Pushover [8].:

1. Elaborar el diseño preliminar por cargas gravitacionales
2. Definir el espectro diseño
3. Hacer el análisis dinámico modal espectral y la revisión de los elementos con las fuerzas sísmicas calculadas
4. Construcción de las curvas bilineales Cortante-Desplazamiento
5. Hacer el análisis estático no lineal

6. Hacer la revisión de los estados límite de desempeño

Paso 1. Elaborar el diseño preliminar por cargas gravitacionales. El objetivo de este paso es el de establecer unas dimensiones de columnas y vigas y así poder tener una base que servirá para hacer el cálculo de las propiedades dinámicas de la estructura. Es un proceso iterativo, ya que al momento de hacer la revisión de la estructura en caso de no cumplirse tendría que modificar las dimensiones por lo cual también cambiarían las propiedades dinámicas.

Paso 2. Definir el espectro de diseño. Dependiendo del tipo de edificio, tipo de estructura y el uso, se definirá el espectro elástico que se utilizará para calcular las fuerzas sísmicas que se impondrán al edificio. Estos espectros que están definidos en los reglamentos por ejemplo en el manual de obras civiles de CFE o en las NTC del DF deberían corresponder a los sismos catalogados como raros de los que se habla en las normas de diseño por desempeño, habría que corroborarlo. También se deberá definir los valores de reducción de los espectros elásticos para obtener el espectro de diseño que corresponderá a la categoría de sismos ocasionales. Se recomienda utilizar valores del orden de 4, a pesar de las recomendaciones de los manuales. Lo anterior se debe a que si se utilizan mayores valores el espectro caería dentro de la categoría de sismos frecuentes o muy frecuentes dando como resultado estructuras muy susceptibles a sismos pequeños, por otro lado, si se utilizan valores más pequeños resultan fuerzas grandes provocando elementos robustos y como consecuencia, rígidos. Es importante tomar en cuenta, que los elementos demasiado rígidos provocan que la estructura tenga niveles bajos de ductilidad y como consecuencia final un bajo nivel de desempeño.

Lo anterior está sujeto a discusión y a la revisión de situaciones particulares ya que se piensa que, por un lado los espectros estipulados en los

reglamentos nacionales no cumplen los requerimientos del porcentaje de probabilidad de ocurrencia establecidos por las normas de revisión por desempeño y por el otro lado al reducir el cortante de diseño se estarían aceptando daños.

Paso 3. Análisis dinámico modal espectral. Este es un método de análisis, podría utilizarse algún otro método conocido, en función de la importancia de la estructura. Este análisis se debe hacer utilizando un software especializado. Con base al espectro elástico de diseño elegido y el análisis, en el cual se determinan los periodos y modos de vibrar, así como los coeficientes de participación de las masas, se calculan las fuerzas cortantes aplicadas a cada nivel. Posteriormente se hace la revisión de los elementos estructurales para asegurarse que cada elemento cumpla con la demanda que le requieren las fuerzas sísmicas. También se debe hacer la revisión de las distorsiones de piso y deflexiones.

Paso 4. Construcción de las curvas bilineales Cortante-Desplazamiento. Estas curvas servirán como referencia para determinar el nivel de desempeño de la estructura. Para su construcción se necesitará lo siguiente: determinar los desplazamientos que ocurren para el cortante basal correspondiente al espectro elástico y al de diseño, así como determinar los cortantes basales correspondientes a los dos espectros. Para su cálculo simplemente se multiplica la masa por la aceleración espectral. Es recomendable revisar que los cortantes basales calculados correspondan con los estipulados en las normas, y en caso que no sean así habría que corregirlos.

Paso 5.- Hacer el análisis estático no lineal. El análisis estático no lineal o pushover, se debe hacer utilizando un software especializado que tenga integrado este tipo de funciones. Existen en el mercado algunos programas que incluyen este tipo de análisis tal como el Etabs, el Sap, el Midas

gen, etc. Pero se debe hacer mención de tener mucho cuidado al usarlos por los modelos no lineales empleados en estos, como se menciona en la sección 3.5 del capítulo 3. Para trabajos de investigación el SIB en conjunto con el OpenSees son herramientas que se pueden utilizar con este fin, ya que este último emplea algoritmos de modelos de fibras que proporciona un resultado más confiable.

Paso 6. Hacer la revisión de los estados límite de desempeño. Es un análisis que puede hacer visualmente mediante graficas. Y lo primero que se requiere, es sobreponer las curvas bilineales y la curva de capacidad (análisis pushover).

Como una forma para evaluar el desempeño de la estructura de manera rápida, se debe revisar que la curva de capacidad cumpla ciertos requisitos básicos para edificios convencionales. por ejemplo:

- a) Que esté ubicada entre el espectro elástico sin reducir y el espectro elástico reducido.
- b) Que el punto en el cual la estructura inicia su comportamiento inelástico esté cercano al desplazamiento elástico máximo para el espectro reducido.
- c) Que desarrolle un alto grado de desplazamiento sin colapso, esto es que muestre un grado aceptable de ductilidad.

Si la curva de capacidad (pushover) termina antes de ocurrir el desplazamiento elástico del espectro elástico de diseño reducido, significa que la estructura tiene un desempeño muy pobre y por lo tanto no tiene caso hacer más trabajo de análisis. En este caso es necesario cambiar la estructura para lograr una capacidad aceptable e incrementar el nivel de desempeño. Por otro lado, si la curva de capacidad está por arriba del espectro elástico no reducido significa que la estructura está sobrediseñada y debe ajustarse el dimensionamiento y la cantidad de refuer-

zo. Para poder hacer la superposición de las dos curvas mencionadas es necesario que se conviertan al formato Desplazamiento-Aceleración (DA) o Sd-Sa.

Lo anterior sirve para darse una idea del nivel de desempeño de la estructura. Para determinar el nivel de desempeño según las normas se debe encontrar el punto de desempeño. Una vez determinado se establecen los tres grados de desempeño principales: Ocupación inmediata (IO), seguridad de Vida (LS) y Prevención de colapso (CP). Dependiendo de la zona en la que quede localizado el punto de desempeño se establecerá el nivel de desempeño de la estructura.

Como se podrá dar cuenta, este tipo de revisión por desempeño sísmico puede realizarse para edificios existentes, para esto es indispensable contar con la información completa de cada elemento estructural, es decir se deberán tener los planos utilizados para construirlo. En caso de no contar con la información se debería de obtener de campo mediante procedimientos no invasivos para lo cual se deberá hacer un escaneado completo de los elementos que proveen resistencia a las fuerzas sísmicas.

2.6.2. Códigos usados para el diseño por desempeño sísmico.

Los principales códigos que pueden utilizarse para elaborar un diseño o revisión de una estructura por desempeño sísmico son:

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2000). FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. Rehabilitation, 221.

Comartin, C., Niewiarowski, R., & Rojahn, C. (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. SSC 96, 1.

American Society of Civil Engineers. (2017, December). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers.

La figura 2.8 muestra los diferentes niveles de desempeño que se utilizan como referencia para la revisión de la respuesta de la estructura de los edificios ante los efectos del sismo.

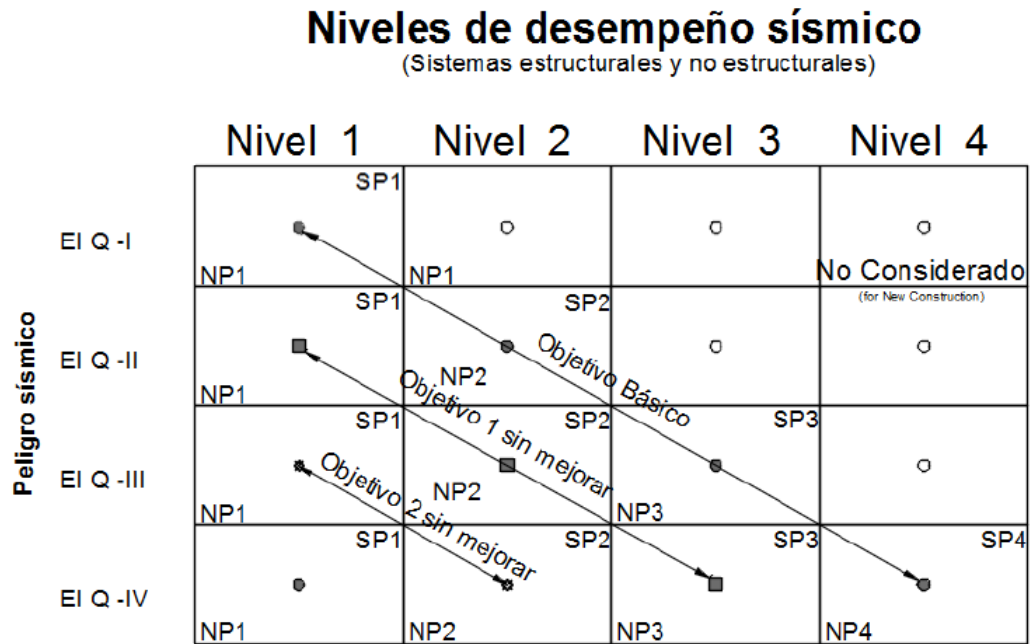


Figura 2.8: Niveles de desempeño sísmico según la filosofía de diseño por desempeño (Priestley 2000) [20]

2.7. Teoría de la confiabilidad en las estructuras

La confiabilidad de una estructura se puede denotar por \mathfrak{R} , y está definida como [11]:

$$\mathfrak{R} = 1 - P_f \quad (2.7)$$

donde:

P_f : Probabilidad que la estructura falle durante periodo de referencia.

Para calcular la confiabilidad resulta necesario desarrollar modelos probabilísticos que permitan estimar la probabilidad de falla. El de mayor aceptación se fundamenta en el conocido criterio de diseño que se establece en muchos reglamentos de construcción en el mundo:

$$S \leq R \quad (2.8)$$

donde:

S : Solicitaciones que actúan sobre el sistema

R : Resistencia que corresponde a un estado límite elegido.

En el caso general, tanto S como R son variables inciertas, y se describen por medio de sus correspondientes funciones de densidad de probabilidades $f_S(s)$ y $f_R(r)$ y funciones de distribución acumulada de probabilidades, $F_S(s)$ y $F_R(r)$

La probabilidad de falla es igual a la del evento $S > R$, y se puede calcular como:

$$P_F = \int f_S(s)F_R(s) ds = \int f_R(r)(1 - F_S(r)) dr \quad (2.9)$$

El cálculo de la probabilidad de falla para sistemas estructurales complejos, empleando el procedimiento antes descrito, conduce con frecuencia a modelos matemáticos complicados, que no pueden representarse fácilmente en forma de expresiones analíticas cerradas [11].

Esteva y Cornell propusieron inicialmente un camino alternativo, que se sintetiza en la determinación de un índice de confiabilidad, β , el cual se define mediante el procedimiento siguiente [11]: En condición de falla;

$$S > R \quad (2.10)$$

Dividiendo entre S y reordenando

$$\frac{R}{S} < 1$$

donde,

$\frac{R}{S}$ se le denomina factor de seguridad y se calcula la probabilidad de falla recurriendo al concepto de distribución acumulada de probabilidades para dicho cociente.

$$P_F = P \left[\frac{R}{S} < 1 \right]$$

Aplicando logaritmo natural:

$$P_F = P \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) < \ln 1 \right] = P \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) < 0 \right]$$

Considerando que el $\ln(\frac{R}{S})$ obedece a una distribución normal de probabilidades, la forma estandarizada de la variable $\ln(\frac{R}{S})$ puede definirse con el siguiente cambio de variable

$$U = \frac{\ln \left(\frac{R}{S} \right) - \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) \right]_m}{\sigma_{\ln \frac{R}{S}}}$$

donde

$$\left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) \right]_m = \text{valor medio de } \ln \left(\frac{R}{S} \right)$$

$$\sigma_{\ln \frac{R}{S}} = \text{desviación estandar de } \ln \left(\frac{R}{S} \right)$$

La probabilidad de falla puede entonces escribirse como

$$P_F = P \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) < 0 \right] = P \left(\left\{ U \sigma_{\ln \frac{R}{S}} + \left[\ln \left(\frac{R}{S} \right) \right]_m \right\} < 0 \right)$$

Despejando U dentro de la llave, se obtiene

$$P_F = P \left\{ U < -\frac{[\ln(\frac{R}{S})]_m}{\sigma_{\ln(\frac{R}{S})}} \right\} = F_U \left\{ -\frac{[\ln(\frac{R}{S})]_m}{\sigma_{\ln(\frac{R}{S})}} \right\}$$

donde F_U es la función de distribución acumulada de U , o la probabilidad de que U no exceda el argumento de la función. Si se hace

$$\beta = -\frac{[\ln(\frac{R}{S})]_m}{\sigma_{\ln(\frac{R}{S})}} \quad (2.11)$$

entonces

$$[\ln(\frac{R}{S})]_m = \beta \sigma_{\ln(\frac{R}{S})}$$

La variable β puede interpretarse como el número de desviaciones estándar a la que está el valor medio de $\ln(\frac{R}{S})$, desde el origen. Por seguridad el valor medio debe ser mayor que cero, y en consecuencia, β se llama índice de seguridad o **índice de confiabilidad**. Entre mayor sea este valor, mayor será el margen de seguridad. La figura 2.9 muestra la interpretación geométrica del índice de confiabilidad, donde se aprecia que la probabilidad de falla, que aparece sombreada y llamada P_F , será más pequeña en la medida que β sea mayor.

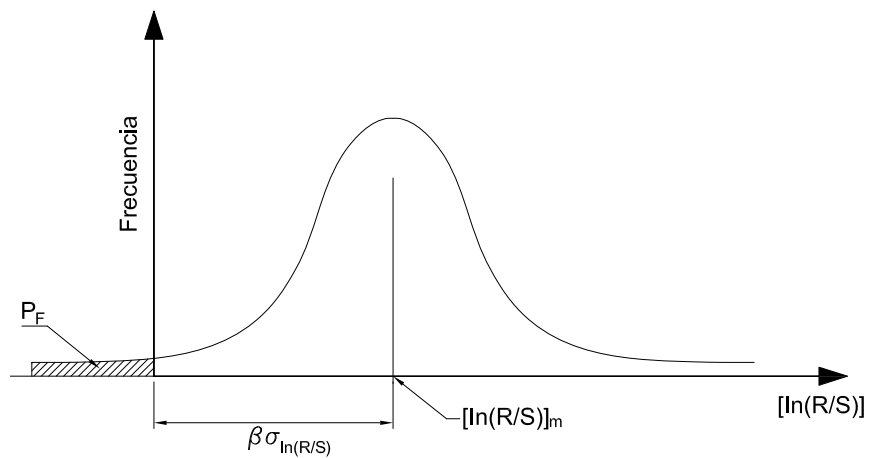


Figura 2.9: Interpretación geométrica del índice β de confiabilidad de Cornell

De manera análoga se puede determinar una expresión alternativa del

índice de confiabilidad utilizando el concepto de margen de seguridad.

De la expresión 2.10 se obtiene

$$0 > R - S$$

Llamando $M = R - S$, y reordenando

$$M < 0$$

Considerando que R y S tienen distribución normal de probabilidades, entonces

$$\bar{M} = \bar{R} - \bar{S}$$

y

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 - \sigma_S^2$$

La probabilidad de falla se expresa, entonces como

$$P_F = P[(R - S < 0)] = P[M < 0]$$

Para la forma estandarizada de distribución normal de M se define el cambio de variable

$$U = \frac{M - \bar{M}}{\sigma_M}$$

Esta transformación convierte la abscisa U en múltiplos de desviación estándar y coloca la media de U en $U = 0$. La probabilidad de falla puede entonces escribirse como

$$P_F = P[(M < 0)] = P\{U\sigma_M + \bar{M} < 0\}$$

Despejando U dentro de la llave, se obtiene

$$P_F = P \left\{ U < -\frac{\bar{M}}{\sigma_M} \right\} = F_U \left\{ -\frac{\bar{M}}{\sigma_M} \right\}$$

donde F_U es la función de distribución acumulada de U , o la probabilidad de que U no exceda el argumento de la función. Si se hace

$$\beta = -\frac{\bar{M}}{\sigma_M} = -\frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.12)$$

entonces

$$\bar{M} = \beta \sigma_M$$

En la figura 2.10 se muestra la interpretación geométrica.

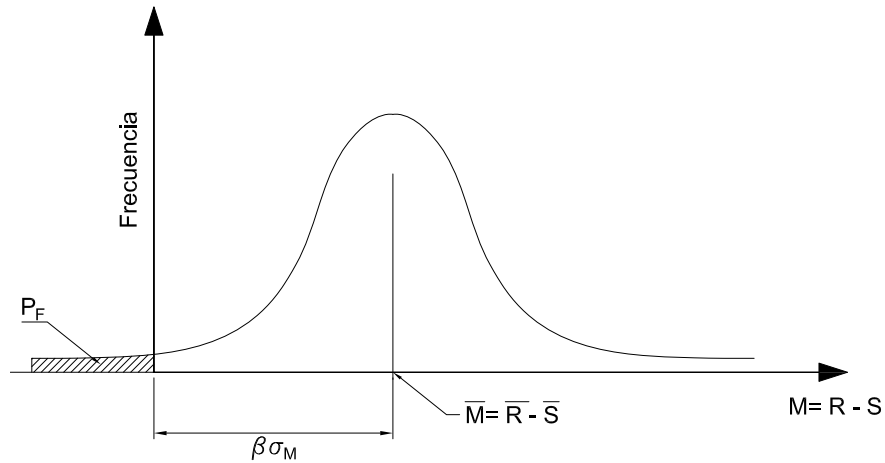


Figura 2.10: Probabilidad de falla para M , R y S con distribución normal

2.8. Investigaciones relacionadas

La presente investigación está inscrita dentro de otras relacionadas con la confiabilidad que se han realizado en México y a nivel mundial, que utilizan los criterios de diseño o revisión por desempeño sísmico establecido en reglamentos, como el ASCE, ATC40, FEMA 356, etc.

Hay diferentes investigaciones con diferentes enfoques y diferentes tipos de edificios relacionadas con la confiabilidad del fenómeno de piso suave, utilizando los criterios de desempeño sísmico. A continuación se mencionarán algunas:

1. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA EL DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO Y CONFIABILIDAD DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO, CON PISO SUAVE EN PLANTA BAJA, DESPLANTADOS EN SUELOS BLANDOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO [11].

El autor de esta investigación intenta establecer un procedimiento para hacer un estudio por desempeño y confiabilidad, lo cual logra ampliamente. Para el análisis no lineal utiliza software que al parecer han seguido evolucionando, pero la metodología está vigente. Emplea tres casos de estudio (a) Edificio de 7 niveles sin muros (b) Edificio de 14 niveles sin muros (c) Edificio de 14 niveles con muros

La geometría del edificio es regular, con 3 entrejes en una dirección y 4 en la otra, de dimensión 50 % mayor que la dirección corta. Tienen estructura formada por marcos en las dos direcciones.

Una de sus conclusiones más importantes es:

Las gráficas de confiabilidad obtenidas, concentradas en la figura 2.11, lo mismo que las gráficas alternativas, demuestran con claridad y de manera cuantitativa que: la presencia de condiciones para la formación del piso suave reduce la confiabilidad drásticamente, sobre todo para valores elevados de pseudoaceleración normalizada. Así mismo los resultados muestran que en la zona de bajas pseudoaceleraciones las citadas condiciones favorecen a la estabilidad evitando la activación del mecanismo de piso suave en planta baja, lo que no se evita en el intervalo de elevadas pseudoaceleraciones. Todo ello señala inequívocamente que la confiabilidad puede escogerse como criterio cuantitativo de aceptación para el diseño estructural, faltando por definir el estado límite en cada ti-

po de estructuración, en este caso los edificios con piso suave en planta baja.

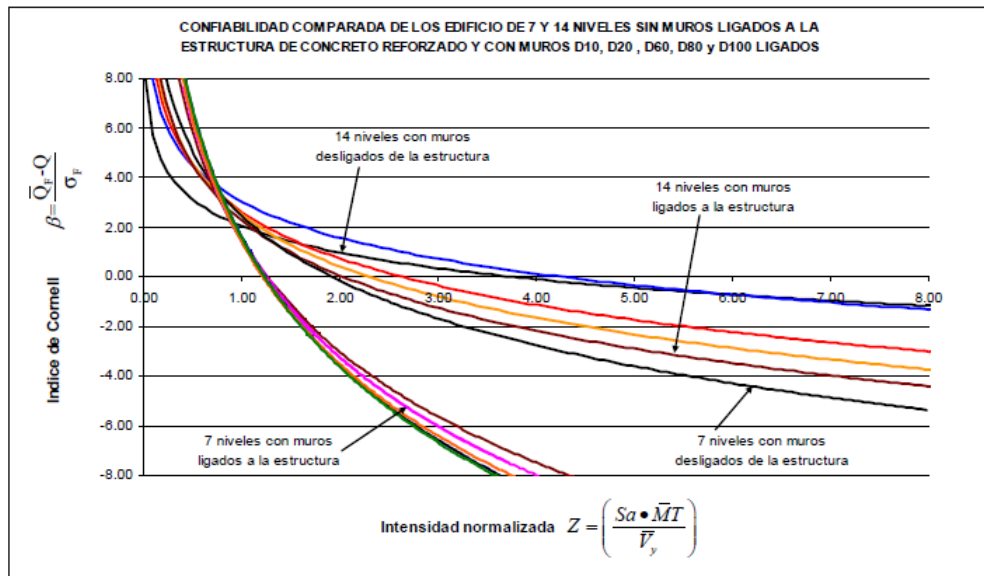


Figura 2.11: Curvas confiabilidad Díaz Alcántara (2008) [11]

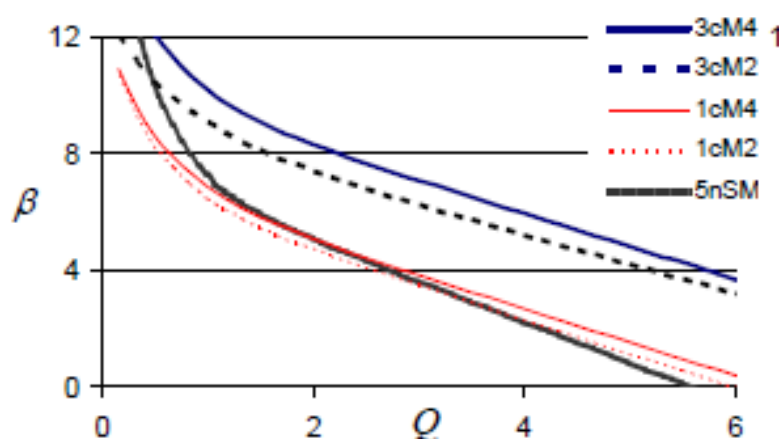
2. CONFIABILIDAD Y OPTIMIZACIÓN PARA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CONSIDERANDO LA CONTRIBUCIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA [18].

En este trabajo se plantea el desarrollo de una metodología para el análisis de confiabilidad y optimización en el ciclo de vida de edificios de concreto reforzado que contienen muros de mampostería. En esta investigación no contempla estudiar la formación del piso blando. Emplea tres casos de estudio (a) estructura sin muros (b) estructura con muros en un entreje en las 4 caras exteriores y (c) estructura con muros en dos caras paralelas completas. Considera además que los muros pudieran tener refuerzo interior o no tenerlo. La geometría del edificio es regular de 5 niveles, con 3 entrejes de iguales medidas en ambos sentidos y estructura a base de marcos.

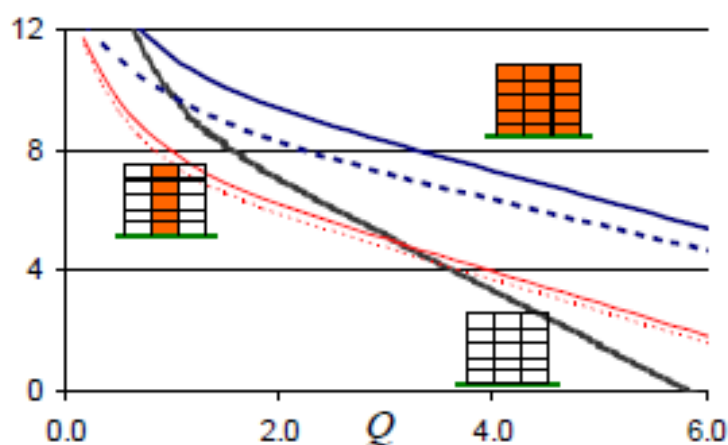
Una de sus conclusiones es la siguiente:

“Se puede afirmar que las estructuras donde se considera la contribución en rigidez y resistencia de la mampostería en tres crujías tendrán un índice de confiabilidad β mayor que los restantes casos de estudio, y que el refuerzo interior afecta ligeramente el índice β de la estructura. Para el caso en que se incluye mampostería en una sola crujía, se tendrá un mejor comportamiento para intensidades normalizadas Q menores a tres con respecto al caso donde no existe muros, posteriormente el proceso se invierte”

La figura 2.12 es uno de los resultados de esta investigación.



(a) Propiedades medias



(b) Propiedades nominales

Figura 2.12: Curvas confiabilidad Roberto Pérez (2010) [18]

3. CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO CONSIDERANDO LA CONTRIBUCIÓN NO PLANEADA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA [23].

En este trabajo se plantea la utilización de modelos tridimensionales para analizar los casos de estudio con el fin de obtener las funciones de confiabilidad de edificios de concreto reforzado que contienen muros no planeados de mampostería que causen la formación del piso blando. Incluye un modelo de diagonal equivalente para los muros utilizando la discretización por fibras. Emplea dos casos de estudio (a) estructura sin muros (b) estructura con muros en los niveles superiores a partir del segundo nivel en las 4 caras exteriores. La geometría del edificio es regular de 5 niveles, con 3 entrejes de iguales medidas en ambos sentidos y estructura a base de marcos. La figura 2.13 es resultado de ésta investigación.

Una de sus conclusiones es la siguiente:

“La presencia no planeada de muros de mampostería muestra influencia considerable en los niveles de confiabilidad en etapas de alta deformación y daño.”

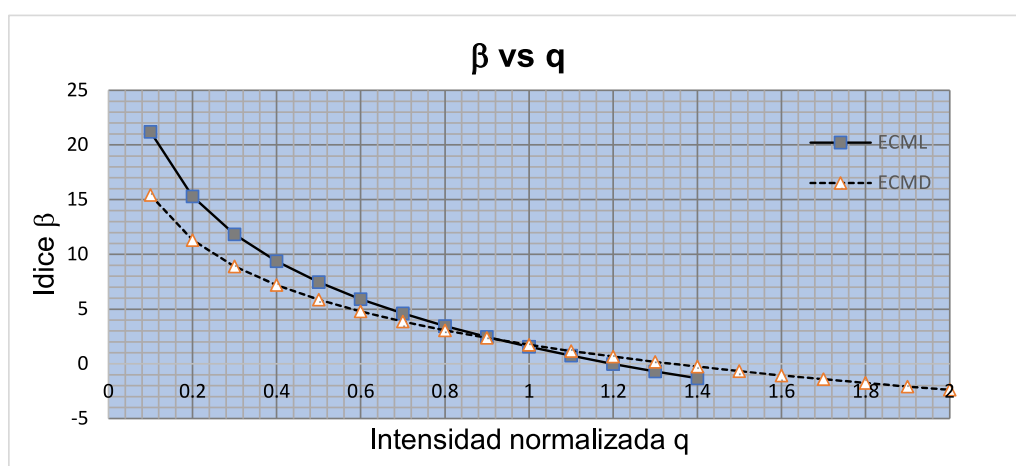


Figura 2.13: Curvas confiabilidad Edwin Rodríguez (2014) [23]

4. RELIABILITY BASED SEISMIC DESIGN OF OPEN GROUND STOREY FRAMED BUILDINGS [9].

Esta investigación se enfoca en la evaluación del comportamiento sísmico de los edificios de piso abierto diseñados con factores alternativos a través de un enfoque de diseño basado en el desempeño utilizando un método probabilístico. La justificación de este trabajo es que el diseño de los edificios en los cuales el primer piso es abierto y en los pisos superiores tienen muros de relleno, se diseñan como estructuras a base de marcos sin considerar la rigidez que le proporcionan los muros utilizando un factor de multiplicación, introducido en códigos internacionales, que amplifican la fuerza cortante en el primer piso.

El estudio de los edificios 2, 4, 6 y 8 niveles con muros de relleno en los niveles superiores, dejando sin muros la planta baja y haciendo variaciones en la rigidez de las columnas. El total de casos de estudio son 47. La geometría del edificio es regular y simétrica, con 2 crujeas para los edificios de 2, 4 y 6 niveles y 4 crujeas para el edificio de 8 niveles.

Unas de sus conclusiones son:

“Se observa que los códigos existentes y la literatura no están adecuadamente direccionados al problema del diseño sismorresistente de edificios abiertos en nivel del suelo (OGS)

Los principales códigos internacionales de diseño (ASCE/SEI-7, 2010; NZS 1170.5, 2004 e ICC IBC, 2012) prohíben la construcción de este tipo de edificios. Sin embargo, los países en desarrollo como India no pueden evitar tales edificios debido a la escasez de tierras en las áreas urbanas. Otros códigos internacionales (IS 1893, Eurocode 8, SI, Bulgarian code, etc.) permiten esta categoría de edificios con una magnificación de fuerzas (MF) en las columnas del piso de nivel del suelo. Hay una amplia disparidad entre estos códigos en el valor del MF. De las curvas de fragilidad y los índices de desempeño alcanzado de los marcos

de referencia desarrollados en este estudio las siguientes conclusiones generales pueden ser dibujadas:

- i) Los marcos abiertos en nivel de suelo (OGS) sin MF siempre se encontró la máxima probabilidad de excedencia indicando vulnerabilidad de estos marcos
- ii) En el caso de edificio de 2 niveles, la aplicación del MF solo en el piso del nivel de suelo mejora el desempeño del edificio. Sin embargo, para edificios de mas de dos niveles, la aplicación del MF solo en el nivel del suelo hace al nivel adyacente vulnerable. Esto muestra que el esquema del MF aplicado solo en el nivel del suelo recomendado por la mayoría de los códigos internacionales no es una solución efectiva.”

Las figuras 2.14 a 2.16 muestran las curvas de confiabilidad para el edificio de 6 niveles, correspondientes a estudio desarrollado por la investigadora.

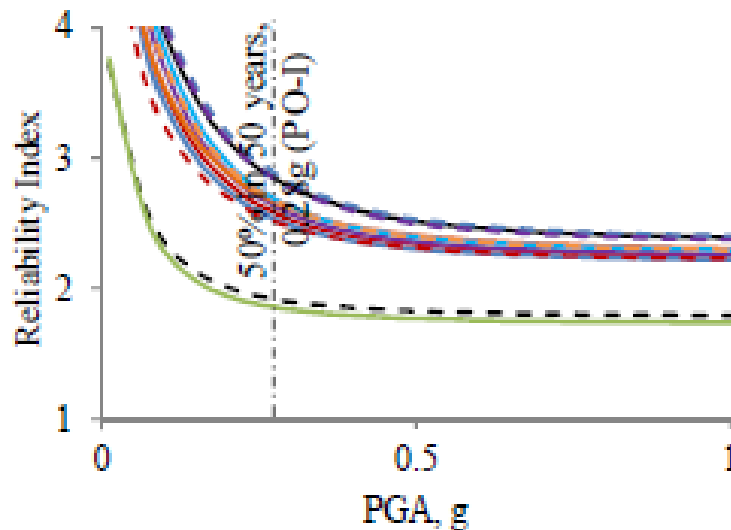


Figura 2.14: Curvas de confiabilidad para un Desempeño DL (Damage Limitation/Limitación de Daños)

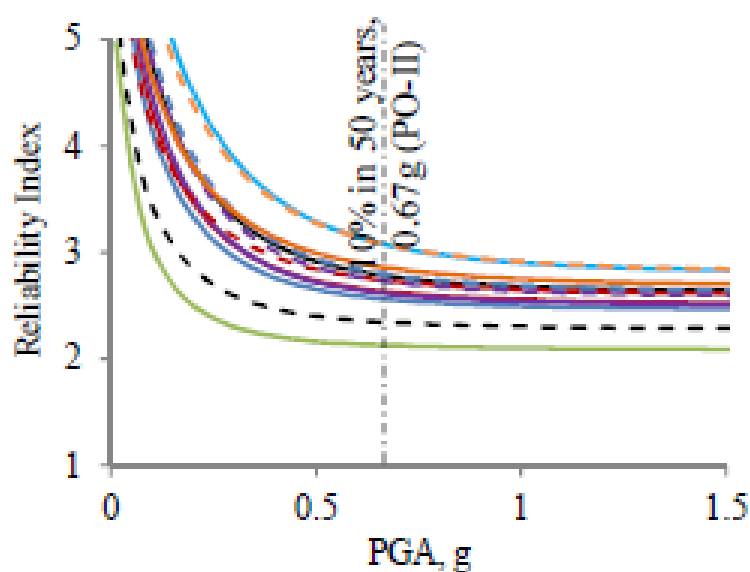


Figura 2.15: Curvas de confiabilidad para un Desempeño SD (Significant Damage/Daños Significativos)

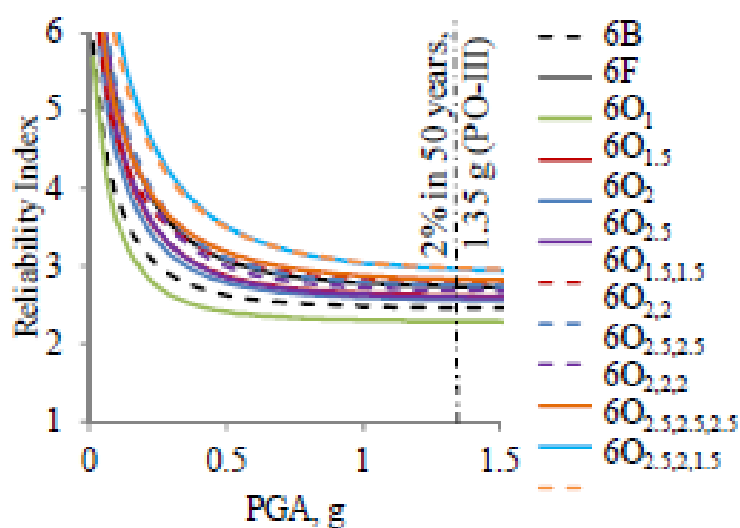


Figura 2.16: Curvas de confiabilidad para un Desempeño CP (Collapse Prevention/Prevención de Colapso)

CAPÍTULO 3

MARCO TEÓRICO

Los conceptos que se emplean en el desarrollo de esta investigación son confiabilidad y desempeño. Al unir estos dos surge el término confiabilidad basado en el desempeño. Esto significa estudiar el nivel de confiabilidad de una estructura basando en criterios de desempeño estructural establecidos en los criterios mencionados en la sección 2.6 del capítulo 2. Otros conceptos relacionados en los que se requiere abundar y que se implementan en el programa OpenSees son los que se presentan continuación.

3.1. Propiedades Simuladas, Medias y Nominales

Las características geométricas y las resistencias de materiales de los elementos estructurales que conforman la estructura pueden considerarse como variables aleatorias y caracterizarse por función de densidad de probabilidades por medio de sus dos primeros momentos estadísticos (media y desviación estándar). Dichas propiedades medias podrán ser obtenidas de muestras de laboratorio de uno o varios lotes y/o por mediciones físicas [18].

Por cuestiones de seguridad para el diseño se emplean propiedades nominales, los cuales son valores conservadores, mayores para el caso de las cargas y menores en el de las resistencias. Existen varios criterios de

aceptación o rechazo de productos, siendo la más empleada en ingeniería la propuesta por Meli (1976), en la que las propiedades nominales son obtenidas al dividir por uno más el coeficiente de variación V el valor de las propiedades medias de la resistencia, donde V no puede ser menor a un cierto valor previamente especificado [18].

Por lo tanto, es posible definir a las propiedades simuladas, como las caracterizadas por una función de densidad de probabilidades utilizando sus variaciones estadísticas de media y desviación estándar, simuladas utilizando el método de Montecarlo. De esta manera se pueden generar a partir de una estructura base, infinidad de edificios cada uno con diferentes secciones transversales, diámetros de varillas, posición de varillas, propiedades de los materiales, etc.

Las propiedades medias, contraponiéndose con lo anterior, son aquellas en las que no existe simulación aleatoria ya que se utilizan solo los valores medios sin tomar en cuenta la desviación estándar. Por lo anterior solo se puede generar un edificio único con dimensiones de secciones, cargas, posición de varillas, propiedades de materiales correspondientes al valor medio.

3.2. Simulación de Edificios

El programa SIB [21] puede generar tantos edificios como sean necesarios, sin embargo, es indispensable tener conocimientos adicionales para poder hacer las modificaciones a los archivos base. En este estudio se trabajará con 5 edificios simulados, para aprovechar la infraestructura elaborada en otros trabajos, además de evitar un costo computacional excesivo. Este conjunto de edificios es una familia con variantes en la estructura generada a base de la simulación de propiedades originales de un edificio diseñado, que a su vez será la muestra que se utilizará para la experimentación y poder desarrollar este trabajo.

En el anexo D se detallan los pasos que se siguieron para elaborar la simulación de los edificios.

Con este programa se simulan las propiedades que intervienen en una estructura necesarias, para poder determinar posteriormente mediante su análisis, la respuesta a diferentes acciones. De manera general en el proceso de simulación toma en cuenta las siguientes variables aleatorias:

1. Carga espacial
2. Geometría
3. Materiales

Dentro de la carga espacial solo se toman en cuenta las cargas vivas y muertas.

En la variación geométrica se incluye lo siguiente:

- a) Variación de la sección transversal.
- b) Variación del recubrimiento del concreto.
- c) Variación del área de acero de las varillas por capa.
- d) Variación del área y separación del refuerzo transversal.

Los materiales básicos son el concreto y el acero de refuerzo, así que la variabilidad en los dos materiales incluye lo siguiente: En el concreto:

1. Peso de concreto
2. Resistencia a la compresión, f_c
3. Resistencia del concreto confinado, f_{cc}
4. Resistencia al aplastamiento, f_{cca}
5. Deformación máxima a la máxima resistencia, ϵ_{cc}
6. Deformación última, ϵ_u

7. Módulo elástico inicial (módulo tangente), E_c
8. Módulo elástico suavizado (módulo tangente suavizado), E_{cs}
9. Resistencia máxima a tensión, f_t
10. Deformación a tensión última, ϵ_t
11. Deformación última confinada, ϵ_{ccu}
12. Relación de Poisson, ν

Para el acero de refuerzo:

1. Límite de fluencia, f_y
2. Deformación unitaria de fluencia, ϵ_y
3. Módulo de elasticidad correspondiente a F_y y ϵ_y , E_s
4. Deformación inicial de la región de endurecimiento, ϵ_{sh}
5. Deformación última, ϵ_{su}
6. Módulo de endurecimiento por deformación inicial, E_{sh}
7. Deformación de ruptura última, ϵ_{suu}
8. Esfuerzo máximo en la deformación última, f_{su}
9. Valor P de Mander, $P = E_{sh} \frac{E_{su} - E_{sh}}{f_{su} - f_y}$
10. Diámetro, d_{sim}

3.2.1. Propiedades estadísticas

En las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 se muestran los parámetros con sus propiedades estadísticas utilizadas para la simulación de los edificios, empleados por el programa SIB.

Tabla 3.1: Propiedades estadísticas geométricas

Parámetro	Valor medio normal	Desviación std normal
Dimensiones de columnas	0.002032	0.0066548
Ancho de trabes	0.00254	0.0036576
Peralte de trabes	-0.002794	0.0054356
Recubrimiento en columnas	0.002794	0.015748
Recubrimiento en trabes	0.002794	0.015748
Área de acero en columnas	1.01	0.0404
Área de acero en trabes	1.03	0.0618
Separación de estribos en columnas	1.00	0.02
Separación de estribos en trabes	1.00	0.03
Área de estribos en columnas	1.00	0.015
Área de estribos en trabes	1.00	0.015

Tabla 3.2: Propiedades estadísticas del concreto

Parámetro	Valor medio normal	Desviación std normal	Valor medio lognormal	Desviación std lognormal
Peso del concreto simple	2100			
Peso del concreto en columnas (agregados)	1.00	0.0001		
Peso del concreto en columnas (secado)	1.00	0.0007		
Peso del concreto en trabes (agregados)	1.00	0.0001		
Peso del concreto en trabes (secado)	1.00	0.0007		
Peso del acero de refuerzo (kg/m ³)	75000			
f_c	1.00	0.001	1.00	0.001
f_{cc}	1.00	0.001	1.00	0.001
f_{cca}	1.00	0.001	1.00	0.001
f_t	1.00	0.05	1.00	0.05
E_c	1.00	0.05	1.00	0.05
E_{cs}	1.00	0.05	1.00	0.05
ϵ_{cc}	1.00	0.05	1.00	0.05
ϵ_u	1.00	0.05	1.00	0.05
ϵ_{ccu}	1.00	0.05	1.00	0.05
ϵ_t	1.00	0.05	1.00	0.05
ν	1.00	0.005	1.00	0.005

Tabla 3.3: Propiedades estadísticas del acero

Parámetro	Valor medio normal	Desviación std normal	Valor medio lognormal	Desviación std lognormal	Cov normal	Cov lognormal
e_{sh}	1.00	0.6867937	1.00	0.6867937		
f_{su}	1.00	0.03353442	1.00	0.03353442		
ϵ_{su}	1.00	0.6555658	1.00	0.6555658		
ϵ_{suu}	1.00	0.3073973	1.00	0.3073973		
P	1.00		1.00		0.1114421	0.1114421
$diam$ (población)	0.01712829	0.008284226				
$diam$ (muestra)	1.00		1.00		0.4836575	0.4836575
f_y	1.00	0.08	1.00	0.08		

3.3. Análisis de la estructura

Con los archivos de salida del programa SIB en lenguaje tcl, se procede a correr en el programa OpenSees. Hay algunos archivos que contienen la geometría de cada edificio y otros que contienen las instrucciones para ejecutar los diferentes tipos de análisis, ya sea gravitacional, modal, sísmico no lineal o pushover, así como para exportar los resultados. Con esto es posible construir las curvas pushover y las curvas histeréticas del análisis sísmico, así como la obtención de los datos necesarios para elaborar el análisis de confiabilidad.

3.3.1. Análisis no lineal

Por medio del programa OpenSees se elabora el análisis no lineal para determinar la respuesta más allá del rango lineal tanto en los casos de análisis sísmico como el análisis pushover. Se utiliza el modelo del elemento viga-columna por fibras cuya solución se determina mediante la implementación de un método iterativo que utiliza en cada iteración el método de newton-Raphson y para la integración en toda la formulación el método de gauss-lobato.

En el anexo D se explican de manera detallada los pasos que se siguieron para hacer el análisis de los edificios.

3.4. Análisis de confiabilidad

Supóngase que se cuenta con una muestra de parejas de valores (Z, Q) , en donde Q es una medida de la intensidad normalizada y Z un indicador de desempeño definido por la Ecuación:

$$Z = \ln \frac{C}{D} \quad (3.1)$$

en donde C y D son, respectivamente, la capacidad (de deformación) y la demanda sísmica para la intensidad normalizada Q . Ambas variables pueden ser aleatorias, aunque también puede considerarse el caso en que C se conoce de forma determinista.

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\bar{\sigma}_Z} \quad (3.2)$$

Aquí, \bar{Z} y $\bar{\sigma}_Z$ representan, respectivamente, el valor esperado y la desviación estándar de Z para una intensidad normalizada igual a Q .

A fin de tener una estimación de la probabilidad de falla del sistema, P_F , es razonable suponer que la distribución de probabilidades de Z es log-normal; bajo esta hipótesis P_F se obtendrá directamente del índice β de la siguiente manera:

$$P_F = \Phi(-\beta) \quad (3.3)$$

$\Phi(\bullet)$ es la función de distribución de probabilidades normal estándar

Para obtener la pareja de datos C y D de la Ecuación 3.1, será necesario contar con modelos de comportamiento y daño apropiados, así como realizar análisis de capacidad última y ante excitaciones sísmicas de sistemas de múltiples grados de libertad.

3.5. Tipos de Modelos utilizados para el análisis no lineal

3.5.1. Modelos de plasticidad concentrada (lumped)

Bajo la excitación de fuerzas sísmicas a menudo el comportamiento inelástico de los marcos de concreto reforzado se concentra en los extremos de las vigas y columnas. Por lo tanto, una aproximación temprana para mode-

lar este comportamiento fue por medio de la rótula plástica de longitud cero en la forma de resortes no lineales localizados en los extremos de los miembros. Dependiendo de la formulación estos modelos consisten de algunos resortes que son conectados en serie o en paralelo [25].

Un modelo concentrado es una simplificación del comportamiento real que implica la propagación gradual de deformaciones inelásticas en el miembro en función del historial de carga. La deficiencia de este modelo ha sido reconocida en algunos estudios de correlación, particularmente, a aquellos relacionados con grandes elementos resistentes de estructuras de marco-muro a flexión [25].

La ventaja básica de un modelo concentrado es su simplicidad que reduce los requerimientos de almacenamiento, el costo computacional y mejora la estabilidad de los cálculos numéricos. La mayoría de los modelos concentrados sobresimplifican ciertos aspectos importantes del comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado y han, por lo tanto, reducido su aplicabilidad. Una de esas limitaciones se deriva de restrictivos supuestos a priori para determinar las propiedades de los resortes. Estudios teóricos y paramétricos de vigas bajo cargas monotónicas presentado por Anagnostopoulos [3] demuestran la enorme dependencia de los parámetros del modelo con los patrones de carga impuestos y el nivel de deformación inelástica. Es probable que ninguno de los factores permanezca constante durante la respuesta inelástica. El problema es mayormente acentuado por la fluctuación en la carga axial de las columnas. Debido a esta histórica dependencia, la predicción del daño global, pero particularmente a nivel local, pudiera ser grandemente inexacto. Tal información puede ser obtenida con modelos más refinados capaz de describir el comportamiento histerético de la sección como una función de la carga axial. Otra limitación de la mayoría de los modelos de plasticidad concentrados propuestos a la fecha es la inhabilidad para describir el compor-

tamiento de deformación suave en los elementos de concreto reforzado. Tal deformación suave puede ser vista como la reducción en la resistencia lateral de una columna en cantiliver cargada axialmente bajo incrementos de desplazamientos laterales de la punta [25].

Entonces, los primeros modelos utilizados para considerar el comportamiento no lineal ante cargas sísmicas, de las estructuras de los edificios formados por marcos de concreto reforzado, es el modelo de plasticidad concentrada o rótula plástica de longitud cero colocada en los extremos de los miembros, debido a que el comportamiento inelástico se concentra en los extremos de las columnas y las vigas. El modelo de plasticidad concentrada es una manera relativamente simple de incluir el análisis no lineal de estructuras sometidas a cargas sísmicas, y precisamente debido a esto el costo computacional es bajo y las soluciones numéricas para resolver los sistemas de ecuaciones tienen una estabilidad muy buena. Sin embargo, presentan deficiencias importantes por ejemplo en la definición de los valores de los parámetros que se tienen que considerar para determinar las propiedades de los resortes o su gran dependencia al nivel de carga Axial o el patrón de cargas laterales que se le asignen como es el caso de sistemas formados por marcos-muros. Lo anterior genera grandes dudas en la predicción del comportamiento no lineal utilizando este modelo.

3.5.2. Modelos de distribución no lineal

Una descripción más aproximada del comportamiento inelástico de los elementos de concreto reforzado es posible con los modelos de plasticidad distribuida no lineal. En contraste con los modelos de plasticidad concentrada, la no linealidad del material puede tomar lugar en cada sección del elemento y el comportamiento del elemento es derivado por la integración ponderada de la respuesta de la sección. En la práctica, ya que los elementos integra-

les son evaluados numéricamente, solo son monitoreados los puntos de integración de las secciones seleccionadas. Las grietas discretas se representan como manchadas (smeared) en una longitud finita en lugar de tratadas explícitamente. El comportamiento constitutivo de las secciones transversales es formulado ya sea de acuerdo con la teoría de plasticidad clásica en términos de esfuerzos y deformaciones resultantes o es explícitamente derivada por la discretización de las secciones transversales en fibras, como es el caso de modelos de fibras de plasticidad propagada. Una suposición común de estos modelos es que las secciones planas permanecen planas, así como las deformaciones son linealmente distribuidas en la sección transversal. [25].

Un tema crítico en los elementos basados en la flexibilidad es la implementación en un programa de elementos finitos existentes. Los programas de computadora se basan típicamente en el método de análisis de rigidez directa. En este caso, la solución del sistema global de ecuaciones de equilibrio para las cargas dadas produce los desplazamientos estructurales desconocidos. Después que los desplazamientos de los elementos son extraídos de los desplazamientos de la estructura, la fase de la determinación del estado de los elementos comienza. Durante esta fase la matriz de fuerzas resistentes y de rigideces debe ser determinada para los desplazamientos del elemento dado. La determinación del estado del elemento requiere un procedimiento especial basado en la flexibilidad, ya que las fuerzas no pueden ser derivadas por la integración de las fuerzas resistentes de la sección [25].

Se puede decir que, con los modelos de plasticidad distribuida, es posible obtener resultados más precisos, en comparación con los de plasticidad concentrada, de la respuesta no lineal de una estructura ya que la no linealidad de los materiales puede aplicarse a cada sección de los elementos y la respuesta del elemento se determina a partir de la integración de la respuesta de cada sección. Existe una problemática para implementar la solución de un

modelo de este tipo que se basan en flexibilidades, ya que la mayoría de los programas se basan en el método de rigideces.

3.5.3. Modelo por fibras

Los modelos mas promisorios para el análisis no lineal de los elementos de concreto reforzado, ahora, basados en flexibilidad de las fibras de los elementos. En estos modelos los elementos son divididos en fibras longitudinales. Las características geométricas de las fibras son su ubicación con respecto al sistema de ejes locales y su área. La relación constitutiva de la sección no es especificada explícitamente, pero es derivada de la integración de la respuesta de las fibras. Los elementos propuestos a la fecha están limitados a pequeñas deformaciones y desplazamientos y se asume que las secciones planas permanecen planas. Aparecen dos nuevas tareas en la formulación de elementos de fibras basados en flexibilidad: a) La determinación del estado del elemento, el cual envuelve la determinación de las fuerzas resistentes para los desplazamientos dados de los elementos y b) la determinación de la flexibilidad de la sección que es requerida en el cálculo de la flexibilidad del elemento [25].

La suposición básica en un modelo basado en la flexibilidad, es que la distribución interna de las fuerzas del elemento por las funciones de interpolación de fuerzas en un proceso consistente de determinación del estado, las fuerzas en la sección son determinadas por las fuerzas en el elemento, seguido del cálculo de los esfuerzos en las fibras basados en el equilibrio. Las deformaciones y flexibilidades de las fibras son obtenidos de las relaciones esfuerzo-deformación y las deformaciones de la sección, así como también las flexibilidades de la sección son calculadas por el principio de fuerza virtual. La determinación de los esfuerzos de las fibras de las fuerzas de sección es, como sea, un problema estáticamente indeterminado para una sección con mas de dos fibras: los esfuerzos de las fibras no pueden ser determina-

dos por las fuerzas axiales y de momento flexionante en la sección, ya que solo hay dos ecuaciones de equilibrio en el caso de flexión uniaxial por tres o mas esfuerzos. Una posible solución es asumir distribución de esfuerzos dentro de la sección, pero el problema es, entonces, solo posponer la fase de determinación del estado de la fibra del algoritmo, ya que las relaciones esfuerzo-deformación de las fibras son típicamente expresadas en función de la deformación. La solución adoptada en los modelos propuestos es, linealizar la relación constitutiva, calcular las deformaciones de la sección causadas por nuevas fuerzas y la flexibilidad de la sección del paso previo. Las fuerzas resistentes son calculadas de la distribución de esfuerzos en las fibras y la rigidez de la sección se ensambla de la rigidez de las fibras. El problema restante es determinar las fuerzas resistentes del elemento a partir de las fuerzas resistentes en las secciones a lo largo del elemento. Este es el principal desafío en el desarrollo elementos de fibra basados en flexibilidades [25].

Primer modelo basado en flexibilidad de fibras por Kaba y Mahin

La formulación realmente está basada en un enfoque mixto, ya que usa ambas funciones de interpolación de deformación y fuerza. Desafortunadamente el elemento carece de claridad teórica y contiene algunas inconsistencias que causan problemas numéricos. La primera inconsistencia aparece en la determinación de la matriz de flexibilidad del elemento que esta basada en consideraciones de compatibilidad y la aplicación del principio de la fuerza virtual, mientras que la determinación de las fuerzas resistentes del elemento esta basado en consideraciones de equilibrio y en la aplicación del principio de desplazamiento virtual. La segunda inconsistencia aparece en la determinación del proceso del estado el cual viola el equilibrio dentro del elemento, ya que la distribución de las secciones resistentes no satisface las condiciones de equilibrio. Consecuentemente la distribución del momento flexionante resultante es no lineal y la distribución de la fuerza axial es no uniforme como

es requerido por las funciones de interpolación [25].

Modelo Spacone-Taucer

El modelo es presentado en una forma más general de un método mixto por dos razones: (a) este enfoque ilustra mejor el proceso de determinación de estado utilizado en un algoritmo de análisis no lineal, (b) cede de manera directa las funciones de deformación dependientes de la flexibilidad de los elementos que reducen la formulación del método mixto general al método de flexibilidad utilizado en su estudio. Además, la generalización del método mixto permite la exploración de la alternativa de funciones de deformación de forma [25].

El elemento viga-columna propuesto esta basado en la suposición que las deformaciones son pequeñas y que las secciones planas permanecen planas durante la historia de carga. La formulación del elemento esta basado en el método mixto: la descripción de la distribución de la fuerza dentro de la sección del elemento por las funciones de interpolación que satisfacen el equilibrio es el punto de inicio de la formulación. Basado en el concepto del método mixto se muestra que la selección de las funciones de forma dependientes de la flexibilidad para el campo de deformación del elemento resulta en una considerable simplificación de las ecuaciones finales. El formalismo del método mixto es, sin embargo, muy útil en el entendimiento del procedimiento propuesto en la determinación del estado del elemento [25].

La formulación propuesta ofrece algunas ventajas sobre modelos previos: El equilibrio y compatibilidad son satisfechas a lo largo del elemento [25].

- El equilibrio se satisface por las funciones de interpolación de fuerzas y la compatibilidad se satisface por la integración de las deformaciones de la sección para obtener las correspondientes deformaciones del elemento y los desplazamientos del extremo. Se utiliza una solución iterativa para satisfacer la relación esfuerzo-deformación no lineal de la sección

dentro de una específica tolerancia.

- La respuesta suave de los miembros de concreto reforzado, los cuales son pobremente reforzados o son sujetos a una alta carga axial pueden ser descritos sin dificultades computacionales.

El modelo de fibras es de los que mas prometen para obtener respuestas mas acertadas en el análisis no lineal de las estructuras. En este modelo los elementos son subdivididos en fibras longitudinales y la respuesta del elemento se obtiene de la integración de la respuesta de cada fibra. Se asume que las secciones planas permanecen planas y que las deformaciones de las fibras son pequeñas. Sin embargo al ser un modelo más complejo, su implementación a software ordinarios de diseño de estructuras es también más difícil.

3.6. Modelo de puntal para muros de mampostería

Para la modelación de los muros en el programa OpenSees se utilizará el modelo desarrollado por Kadysiewski y Mosalam [14].

En este modelo la inherente interacción entre las respuestas en el plano (IP) y fuera del plano (OOP) se abordan explícitamente en el proceso de discretización de la sección transversal. En la figura 3.1 se presenta un croquis de este modelo. Para cada panel de relleno, que representa una única crujía en un solo piso, el modelo consta de un miembro diagonal. Ese miembro se compone de dos elementos viga-columna, unidos en el nodo de punto medio. A este nodo se le da una masa concentrada en la dirección OOP. Los elementos del marco circundante (líneas discontinuas) no forman parte del modelo de panel de relleno propuesto y se muestran en la figura solo como referencia. Dichos elementos se manejan por separado utilizando técnicas de modelos

bien conocidos de estructuras con marcos [14].

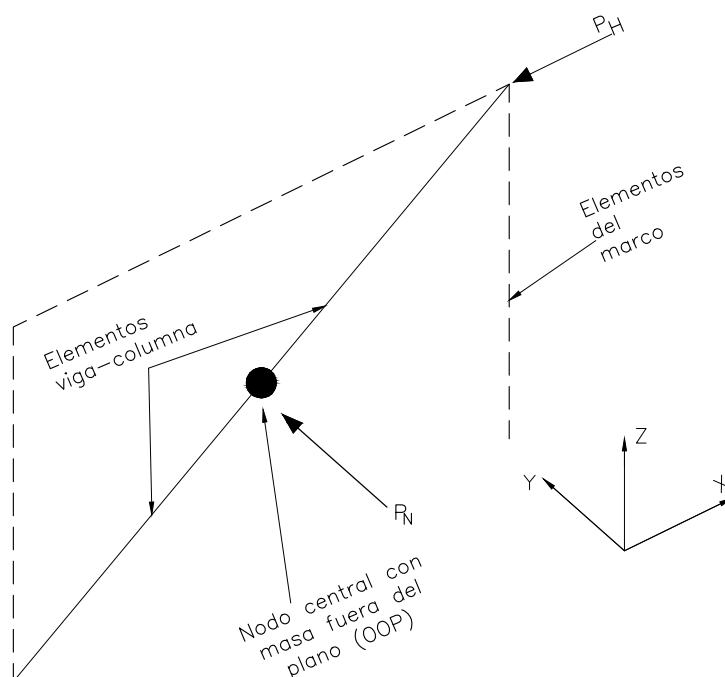


Figura 3.1: Croquis del modelo del puntal de mampostería [14]

En trabajos previos se describe de una manera detallada la formulación y el cálculo de los parámetros necesarios para generar los puntales [23].

Para incluir el modelo del puntal, utilizando el concepto de fibras basado en la flexibilidad, se usará el código de programación desarrollado por Rodríguez [23]. Este código está escrito en lenguaje tcl que puede leer el programa OpenSees.

Para los casos de estudio de Rodríguez, se considera un edificio con dimensiones iguales en los dos sentidos, por lo cual su modelo de puntal tiene las mismas propiedades en los dos sentidos. Esto quiere decir, que las instrucciones están orientadas a tomar los valores de las propiedades de los puntales

en las dos direcciones iguales.

En los casos de estudio considerados en este trabajo las dimensiones del edificio en una dirección son diferentes a la otra dirección, por lo cual fue necesario hacer un código modificado para tomar en cuenta esto. Se tomó el código desarrollado por Rodríguez y se hicieron las adaptaciones necesarias para que se pudieran introducir las propiedades diferentes en las dos direcciones del edificio. En la sección D.3.5 del apéndice D se muestra el código del puntal que se utilizó para esta investigación.

3.6.1. Propiedades de puntal adaptadas

De acuerdo con el reporte de las investigaciones realizadas por Kady-siewski y Mosalam, está basada con un marco de 13' 6" de ancho y 10'-1" formado por columnas de 12"x12" y vigas de 10.5"x13.5" con relleno de muro de barro de 4" (10.2 cm). La formulación propuesta para el puntal por fibras está basada en el resultado de las investigaciones.

Sin embargo, en México no hay información de investigaciones similares que se adapten de una forma precisa a la teoría de este puntal. Es decir, los datos necesarios no están actualmente disponibles o calibrados para usarse en el cálculo de las propiedades de las fibras que se requieren utilizar para la modelación del puntal que posteriormente se integrará al edificio completo. En un intento por determinar las propiedades de las fibras del puntal utilizando la información como está actualmente disponible en un informe técnico del CENAPRED denominado *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales* [2], se hicieron algunas pruebas, pero los resultados fueron inconsistentes con investigaciones anteriores.

Por lo que se propone subdividir los muros en módulos, determinar las propiedades de las fibras de las diagonales para un módulo y posteriormente afectarlas por un factor de equivalencia. Son tres los factores que afectan a

las propiedades determinadas de los puntales, que a continuación se describen.

Primero se subdivide una crujía en módulos con dimensiones no mayores de 2.50 mts. tanto en dirección horizontal como vertical ver figura 3.2.

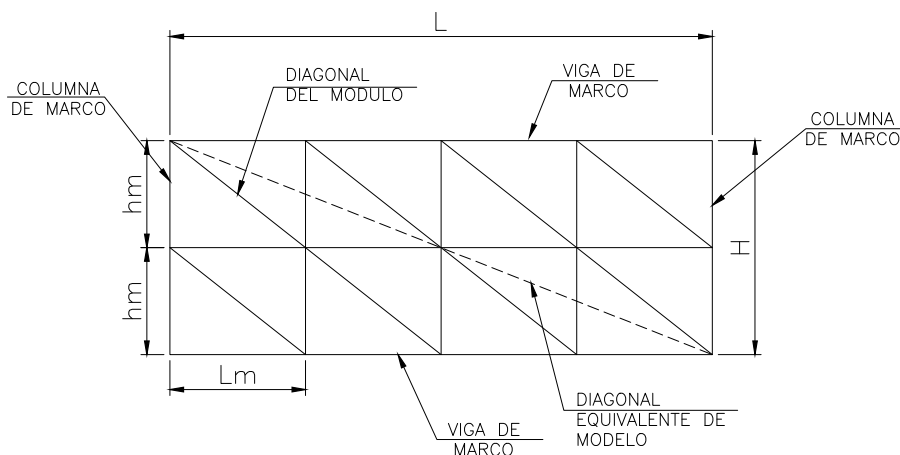


Figura 3.2: Croquis del modelo del puntal de mampostería adaptado

Los factores son los siguientes:

FWf : Factor relacionado con el peso. Se usará la relación que existe entre el área equivalente de la diagonal completa y la de un módulo.

Factor de peso: es la relación entre el área equivalente de una diagonal equivalente y el área de la diagonal de un módulo. Debido a que las áreas equivalentes de las diagonales están relacionadas con la altura del muro, entonces se puede decir que:

$$FWf = H/hm \quad (3.4)$$

FAf : Factor relacionado con área. Se usará la cantidad de módulos

$$FAf = nm \quad (3.5)$$

nm =número de módulos

$Fdzf$: Factor relacionado con la distancia centrada de las fibras y la inercia. Se tomará igual a la relación entre la longitud de la diagonal completa

y la diagonal de un módulo

$$Fdz = \frac{Lde}{Ldm} \quad (3.6)$$

Lde = Longitud de diagonal equivalente

Ldm = Longitud de diagonal del módulo

CAPÍTULO 4

CASOS DE ESTUDIO

Se estudiará un caso del edificio con muros desligados y otro con muros ligados, utilizando propiedades simuladas y propiedades medias. Para el primer caso se usará la familia de 5 edificios con propiedades simuladas (modelos generados mediante el programa SIB) y se correrá en OpenSees sin que se le incluyan los puntales de los muros. Para el caso de la familia de edificios con muros ligados se utilizarán los mismos del caso anterior, pero al momento de correrlos en el OpenSees se incluirán los puntales de los muros (mwall). En el caso del edificio con propiedades medias, el modelo se genera de la misma forma en programa SIB solo que se desactiva la simulación para que el resultado sea un edificio único sin simulación aleatoria de sus propiedades. Este modelo se correrá en el programa OpenSees para obtener su curva pushover y en el caso del análisis sísmico se obtendrán sus respuestas ante los 5 diferentes sismos. La tabla 4.1 presenta un resumen y la figura 4.2 la geometría, de los casos de estudio.

Tabla 4.1: Casos de estudio

Tipo de edificio	Archivos generados con SIB	Puntal de muros
Con Muros Desligados de propiedades simuladas	Si	No
Con muros Ligados (piso suave) de propiedades simuladas.	Si	Si
Con Muros Desligados de propiedades medias	Si	No
Con muros Ligados (piso suave) de propiedades medias.	Si	Si

4.1. Descripción del edificio.

El edificio propuesto es de 3 crujías en ambas direcciones, con claros 1.50 veces mayores que los más cortos y tiene 5 niveles, es un edificio catalogado como muy regular (ver figura 4.2). Su estructura está formada con marcos o pórticos en ambos sentidos con elementos de concreto reforzado. Tiene muros de ladrillo rojo recocido en todo el perímetro a partir del nivel 2 hasta el último nivel. No se incluyen cubos de elevadores o elementos rigidizantes.

El edificio se considera desplantado en suelo tipo I, categoría B, parámetros usados para elegir los valores del espectro de diseño del Manual de Obras civiles para sismo de CFE 1993.

Este edificio está ubicado en la zona de la costa del pacifico, concretamente en la Ciudad de Acapulco, en el estado de Guerrero, México.

Se considera que el uso del edificio será destinado a oficinas, en la tablas 4.2 y 4.3 se describen las cargas utilizadas para el dimensionamiento de secciones y armados de refuerzo.

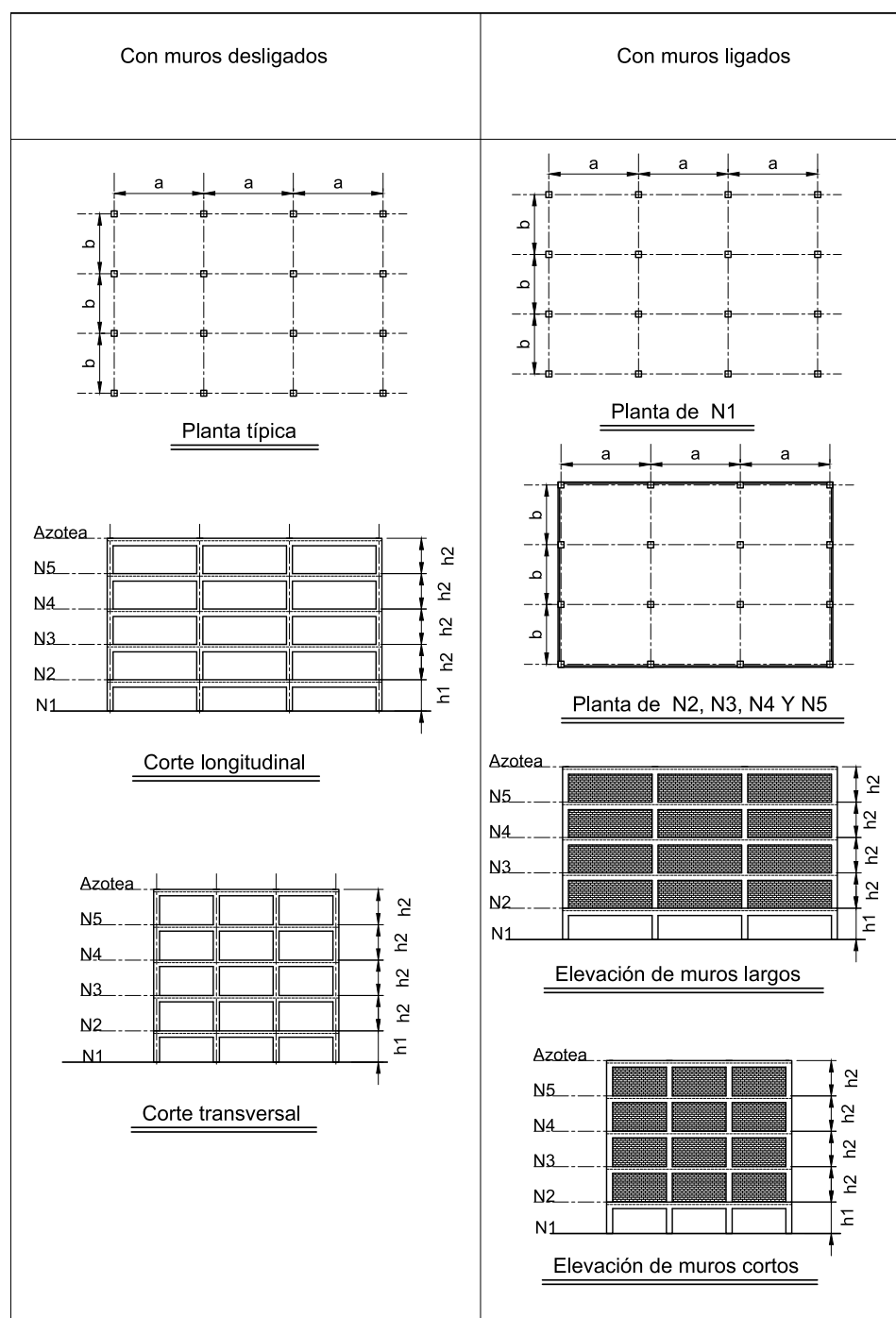


Figura 4.1: Casos de estudio. Las dimensiones utilizadas son las siguientes: $a=9.0$ m, $b=6.00$ m, $h1=3.15$ m y $h2=3.55$ m

4.2. Modelado del edificio

El diseño de la estructura se hace con el programa Cypecad. Para esto se elabora un modelo en el cual se incluyen todos los elementos estructurales, como las columnas, vigas y losas; también se agregan las cargas gravitacio-

Tabla 4.2: Cargas gravitacionales de diseño del edificio de estudio

No.	Descripción	Carga	Unidad
a) Cargas Viva			
a.1)	Azotea	0.10	ton/m ²
a.2)	Entrepisos	0.25	ton/m ²
	Fracción de carga viva para calcular fuerzas sísmicas	0.72	
b) Carga Muerta			
b.1)	Losa de azotea		
	Empastado	0.10	ton/m ²
	Impermeabilizante	0.02	ton/m ²
	Instalaciones	0.05	ton/m ²
	Peso de Losa (se carga automático)		ton/m ²
	Total CM	0.17	ton/m ²
b.2)	Losas de Entrepisos		
	Empastado	0.05	ton/m ²
	Piso cerámico	0.03	ton/m ²
	Instalaciones	0.03	ton/m ²
	Muros de Tablaroca	0.07	ton/m ²
	Plafón	0.02	ton/m ²
	Peso de Losa (se carga automático)		ton/m ²
	Total CM	0.20	ton/m ²
c.1)	Muros de Ladrillo de Barro Recocido		
	Peso de ladrillo (1700 kg/m ³) de 12 cm	0.20	ton/m ²
	Total CM	0.20	ton/m ²
	Dirección longitudinal		
	$H=4.3-0.75=3.55$ m		
	Carga lineal $=3.55*0.204=0.72$ ton/m		
	Dirección Transversal		
	$H=4.3-0.65=3.65$ m		
	Carga lineal $=3.65*0.204=0.74$ ton/m		

nales distribuidas y lineales en el caso de muros, para cada nivel. Para el análisis sísmico se introdujeron los datos del espectro de diseño y el programa hace un análisis dinámico modal espectral, por medio del cual determina las fuerzas en cada modo de vibrar. La superposición modal para calcular

Tabla 4.3: Parámetros utilizados para determinar las cargas por sismo para el diseño del edificio de estudio

No.	Descripción	Carga	Unidad
d) Sismo			
	Tipo de estructura	B	
	Zona Sísmica	D	
	Tipo de suelo	I	
	Factor de comportamiento sísmico (Q)	2.0	
	Coeficiente c=	0.50	
	Ta=	0.0	
	Tb=	0.60	
	r=	1/2	

las fuerzas, desplazamientos, etc. se hace con el método CQC (Complete Quadratic Combination). No se considera la interacción suelo-estructura. El programa calcula en forma automática el peso propio de los elementos (losas, vigas y columnas).

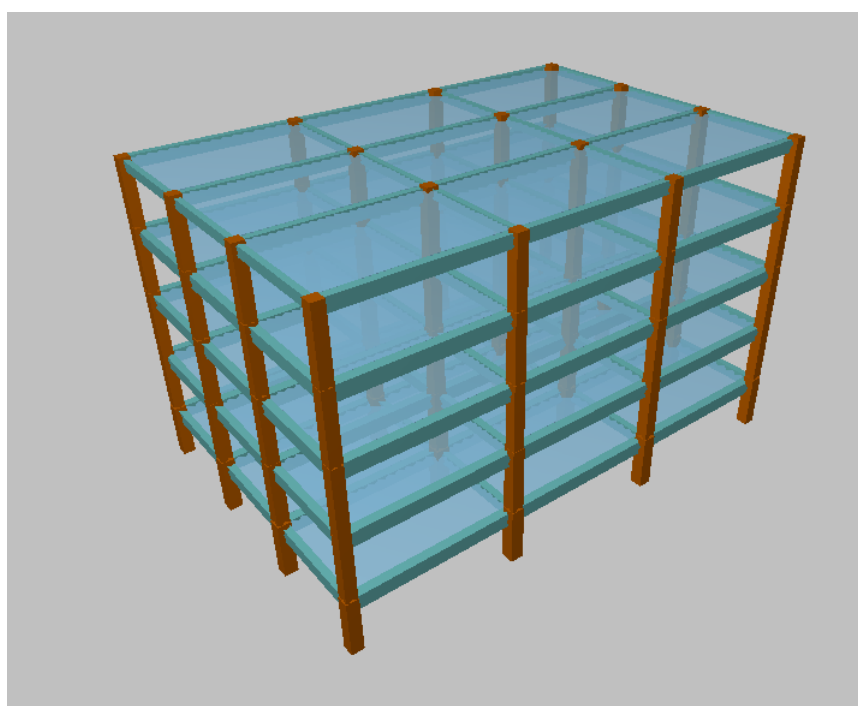


Figura 4.2: Modelo del edificio diseñado con el software Cypecad

4.3. Resultados del diseño

El software propone las varillas de refuerzo en todos los elementos y revisa que cumplan las solicitudes. Por lo cual la salida son planos detallados de las vigas y columnas. En las tablas 4.4 y 4.5 se resumen las dimensiones de los elementos que conforman los marcos estructurales, mismos que se encuentran totalmente detallados en el anexo A.

Tabla 4.4: Dimensiones de Columnas del edificio

Dimensiones de columnas		
Nivel	Ubicación	Dimensiones (cm)
1	Esquinas	65x65
1	Borde	70x70
1	Interior	75x75
2	Esquinas	60x60
2	Borde	65x65
2	Interior	70x70
3,4,5	Esquinas	60x60
3,4,5	Borde	60x60
3,4,5	Interior	60x60

Tabla 4.5: Dimensiones de vigas del edificio

Dimensiones de Vigas		
Nivel	Orientación	Dimensiones (cm)
1,2,3,4	Longitudinal	50x75
1,2,3,4	Transversal	40x65
Azotea	Longitudinal	40x65
Azotea	Transversal	30x50

4.4. Generación de edificios simulados

Con los resultados del diseño se procede a generar la información necesaria para escribirla en los archivos que se utilizara en el programa SIB. El archivo MOD1PG.txt es el que contiene la información de secciones y armado de vigas y columnas. Uno de los procesos mas laboriosos es transcribir la información de los dibujos al archivo ya que se tienen que seleccionar las secciones representativas de cada segmento de viga en la zona de momento negativo y positivo, así como las secciones de cada columna.

4.4.1. Preparación de información de las vigas

Las figuras A.2 a A.12 del apéndice A complementan los pasos que se describen a continuación.

1. Dividir cada claro de viga en los segmentos representativos por requerimiento de acero a flexión y por corte.
2. Determinar los diferentes tipos de estribos.
3. Hacer un esquema de las varillas de cada sección.
4. Hacer un esquema para referenciar cada sección, para facilitar su ensamble posteriormente.

El orden en que se deben introducir es primero las vigas en dirección X de arriba hacia abajo (vista en planta), después las vigas en dirección Z de izquierda a derecha. Se introducen del nivel 1 hacia el nivel 5 (ver Fig. D.1 en anexo D).

4.4.2. Preparación de información de las Columnas.

Las figuras A.13 y A.14 del apéndice A ilustran los pasos que se describen a continuación.

1. Dividir cada columna (tomando como columna la que está en cada entrepiso) en los segmentos representativos por requerimiento de acero a flexión y por corte.
2. Determinar los diferentes tipos de estribos.
3. Hacer un esquema de las varillas de cada sección.
4. Hacer un esquema para referenciar cada sección, para facilitar su ensamble posteriormente.

El orden de introducción de la información de las columnas es similar a las vigas.

Una vez lista la información se procede a correr el programa SIB, como se explica en la sección D.3 de Anexo D, para obtener los archivos con extensión tcl, que contienen la información de la familia de los 5 edificios. Es importante mencionar que cualquier error que se haya hecho en los archivos harán que el programa no corra y no genere los archivos.

4.5. Análisis en programa OpenSees.

En la sección D.3 del capítulo D se describe como se debe hacer el procesado de la información para poder hacer los diferentes análisis de la estructura de la familia de 5 edificios.

Se tendrán dos tipos de familias de edificios, una con muros desligados (sin muros) y otra con muros ligados (piso suave).

La principal ventaja que se aprovecha de esta herramienta es el análisis no lineal utilizando el modelo de fibras de los elementos viga-columna, aplicando puntos de control localizados en los extremos de los elementos y tres puntos intermedios en cada viga y cada columna.

Con los edificios simulados se pueden hacer muchos tipos de análisis, que vienen incorporados en el archivo edifsim.tcl. Este archivo tiene 17 tipos

para cada uno de los 5 edificios. Los casos que se usarán son el 1, 2, 3, 7, 8, 10 y 11 de la lista siguiente:

1. Gravitacional case
2. Modal analysis without ISE in x-direction
3. Modal analysis without ISE in z-direction
4. Earthquake x-direction without rigid diaphragm
5. Earthquake z-direction without rigid diaphragm
6. Earthquake en x-z-direction without rigid diaphragm
7. Earthquake x-direction with rigid diaphragm
8. Earthquake z-direction with rigid diaphragm
9. Earthquake x-z-direction with rigid diaphragm
10. Static Pushover with rigid diaphragm in x-direction
11. Static Pushover with rigid diaphragm in z-direction
12. Static Pushover with rigid diaphragm in x-z-direction
13. Soil-Structure Interaction with Earthquake, Rigid Diaphragm in x-direction
14. Soil-Structure Interaction with Earthquake, Rigid Diaphragm in z-direction
15. Soil-Structure Interaction with Earthquake, Rigid Diaphragm in x-z-direction
16. Soil-Structure Interaction in modal analysis in x-direction
17. Soil-Structure Interaction in modal analysis in z-direction

4.6. Análisis gravitacional y modal de edificios

Con el análisis gravitacional se obtienen las masas de cada nivel y las masas totales debido a las cargas muerta y viva. Mientras que con el análisis modal se obtienen los modos y periodos de vibración para los diferentes modos de vibrar. La tabla 4.6 presenta un resumen de los resultados del análisis con muros desligados y con muros ligados para edificios con propiedades simuladas.

Tabla 4.6: Resultados del Análisis gravitacional y modal de edificios con muros ligados y desligados con propiedades simuladas

Resumen del análisis gravitacional y modal								
Edificio	Dir	Tipo	T1 (seg)	T2 (seg)	T3 (seg)	T4 (seg)	Peso Total W(kg)	Masa Total (kg/cm.s2)
EDIF1	X	Muros desligados	0.578	0.190	0.106	0.068	3004602	3,063.84
EDIF1	Z	Muros desligados	0.607	0.193	0.104	0.067	3004602	3,063.84
EDIF2	X	Muros desligados	0.576	0.186	0.103	0.066	3009392	3,068.73
EDIF2	Z	Muros desligados	0.607	0.191	0.103	0.066	3009392	3,068.73
EDIF3	X	Muros desligados	0.586	0.191	0.105	0.068	2994950	3,054.00
EDIF3	Z	Muros desligados	0.609	0.193	0.103	0.067	2994950	3,054.00
EDIF4	X	Muros desligados	0.577	0.189	0.105	0.068	3007566	3,066.86
EDIF4	Z	Muros desligados	0.603	0.192	0.103	0.066	3007566	3,066.86
EDIF5	X	Muros desligados	0.587	0.192	0.106	0.069	3011508	3,070.88
EDIF5	Z	Muros desligados	0.614	0.192	0.104	0.068	3011508	3,070.88
EDIF1	X	Muros ligados	0.528	0.311	0.311	0.311	3004602	3,063.84
EDIF1	Z	Muros ligados	0.554	0.311	0.311	0.311	3004602	3,063.84
EDIF2	X	Muros ligados	0.525	0.310	0.310	0.310	3009392	3,068.73
EDIF2	Z	Muros ligados	0.552	0.311	0.310	0.310	3009392	3,068.73
EDIF3	X	Muros ligados	0.531	0.309	0.309	0.309	2994950	3,054.00
EDIF3	Z	Muros ligados	0.554	0.310	0.309	0.309	2994950	3,054.00
EDIF4	X	Muros ligados	0.522	0.310	0.310	0.310	3007566	3,066.86
EDIF4	Z	Muros ligados	0.549	0.311	0.310	0.310	3007566	3,066.86
EDIF5	X	Muros ligados	0.529	0.309	0.309	0.309	3011508	3,070.88
EDIF5	Z	Muros ligados	0.558	0.310	0.309	0.309	3011508	3,070.88

4.7. Análisis sísmico de edificios

Para realizar el análisis sísmico, de los edificios con propiedades simuladas y medias, no lineal paso a paso se consideran 5 acelerogramas de sismos tomados de la BMDSF 2000 mostrados en la tabla 4.7. Se tomaron únicamente las componentes horizontales y la dirección de aplicación de cada componente en los modelos se hizo a discreción. Los valores de las aceleraciones se convirtieron en gals normalizados con la gravedad, y fueron grabados en un archivo txt de manera independiente. En la tabla 4.7 se colocan los nombres de los archivos correspondientes al sismo que se utilizaron en cada edificio. En la figura 4.3 se puede ver el acelerograma de uno de los 5 sismos utilizados en esta investigación, los de los cuatro sismos restantes se muestran en el anexo B

Mediante este análisis se obtiene la respuesta en forma de historia de fuerzas cortantes y desplazamientos para cada nodo, según el incremento de tiempo que tenga el acelerograma. En este caso solo serán tomados en cuenta los desplazamientos del centroide del último nivel superior.

Cada estructura se somete a una serie de sismos (acelerogramas) que corresponden al sismo original, descrito en primer párrafo de esta sección, más otros que resultan de escalarlo por un factor, se usan incrementos de 0.5 tomando como factor más pequeño 0.50 y el mayor de 3.00, por lo que de cada uno se obtiene una familia de 6 sismos (ver tabla 4.8). Se considera que cada sismo escalado es un sismo diferente y con este criterio se obtienen una mayor cantidad de sismos para analizar la estructura. Esto da como resultado que se tengan un total de 60 casos de análisis.

Desde el punto de vista tiempo computadora, si en promedio cada análisis se toma 7 horas, se requerirán 420 horas aproximadamente para completar todos. Estos análisis son los que mas tiempo se tardan y depende del tipo de procesador, actualmente los comerciales mas comunes son I5 o I7.

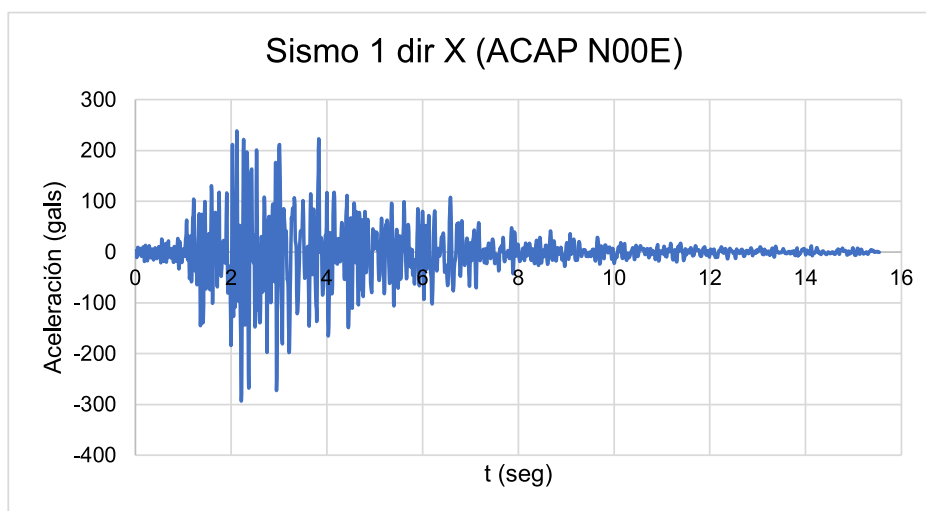
Con los resultados del análisis sísmico no lineal por el método paso a paso

se construyen las curvas histeréticas (V-desp) correspondientes al nodo centroidal del último nivel; las figuras 4.4 a 4.7 son ejemplos del tipo de gráficas resultantes. En la sección C.1 del anexo C se muestran algunas curvas adicionales correspondientes a los otros casos de sismo.

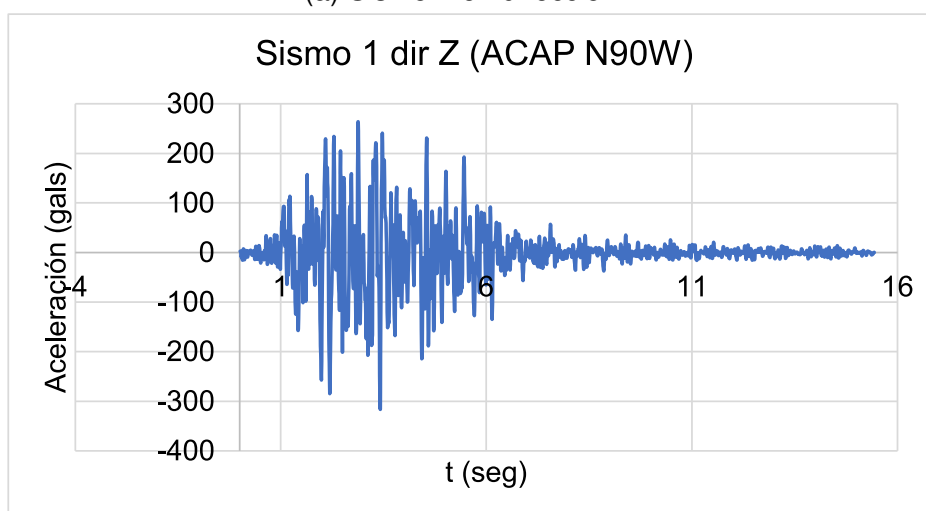
También se determinan los valores de rigidez secante para cada caso de sismo en ambas direcciones. Esto es el resultado de dividir el valor de la fuerza cortante asociada al máximo desplazamiento entre el valor del máximo desplazamiento, con valor absoluto. Las tablas 4.9 y 4.10 muestran los valores de rigidez secante para todos los casos de sismo de los edificios con propiedades simuladas en ambas direcciones X, Z.

Tabla 4.7: Tabla de acelerogramas sísmicos utilizados para el análisis de los edificios

Número de sismo	Clave	Fecha	Latitud (°)	Longitud (°)	Componente	Acel Máx del Terreno (gals)	Archivo para análisis
1	ACAP	19/03/1978	17.026	99.785	N00E	293.31	SXEDIF1.txt
					N90W	315.08	SZEDIF1.txt
2	CALE	11/01/1997	17.91	103.04	S90E	396.21	SXEDIF2.txt
					S00E	350.27	SZEDIF2.txt
3	LLAV	31/05/1990	17.106	100.893	S90E	316.78	SXEDIF3.txt
					S00E	392.38	SZEDIF3.txt
4	PARS	21/09/1985	18.021	101.479	S90E	473.78	SXEDIF4.txt
					S00E	625.78	SZEDIF4.txt
5	VIGA	25/04/1989	16.603	99.4	N90E	201.16	SXEDIF5.txt
					S00E	347.64	SZEDIF5.txt



(a) Sismo 1 en dirección X



(b) Sismo 1 en dirección Z

Figura 4.3: Acelerogramas del sismo ACA.

Tabla 4.8: Casos de sismo analizados

No	Sismo	Factores
1	SXEDIF1	0.50,1.0,1.50,2.0,2.50,3.0
	SZEDIF1	
2	SXEDIF2	0.50,1.0,1.50,2.0,2.50,3.0
	SZEDIF2	
3	SXEDIF3	0.50,1.0,1.50,2.0,2.50,3.0
	SZEDIF3	
4	SXEDIF4	0.50,1.0,1.50,2.0,2.50,3.0
	SZEDIF4	
5	SXEDIF5	0.50,1.0,1.50,2.0,2.50,3.0
	SZEDIF5	

Tabla 4.9: Rigidez Secante de edificios con muros desligados en dirección X, Z

Rigidez secante con muros desligados			
Edificio	Sismo	Ksec (Kg/m) en Dir. X	Ksec (Kg/m) en Dir. Z
EDIF1	Sismo 0.5	10,921,549	9,609,616
EDIF1	Sismo 1.0	11,210,174	10,403,059
EDIF1	Sismo 1.5	10,722,687	9,313,952
EDIF1	Sismo 2.0	10,732,714	5,689,375
EDIF1	Sismo 2.5	11,340,056	6,218,435
EDIF1	Sismo 3.0	0	8,437,254
EDIF2	Sismo 0.5	11,009,100	9,609,616
EDIF2	Sismo 1.0	10,204,567	10,403,059
EDIF2	Sismo 1.5	9,141,397	9,313,952
EDIF2	Sismo 2.0	7,074,189	5,689,375
EDIF2	Sismo 2.5	7,769,426	6,218,435
EDIF2	Sismo 3.0	5,377,674	8,437,254
EDIF3	Sismo 0.5	6,599,874	2,721,431
EDIF3	Sismo 1.0	5,045,089	8,107,996
EDIF3	Sismo 1.5	13,797,583	2,083,570
EDIF3	Sismo 2.0	14,941,242	1,994,162
EDIF3	Sismo 2.5	15,216,724	1,834,366
EDIF3	Sismo 3.0	15,734,049	1,823,427
EDIF4	Sismo 0.5	6,971,193	5,102,215
EDIF4	Sismo 1.0	7,626,594	5,539,073
EDIF4	Sismo 1.5	8,020,902	14,353,974
EDIF4	Sismo 2.0	8,531,638	13,398,036
EDIF4	Sismo 2.5	8,261,482	12,985,197
EDIF4	Sismo 3.0	8,655,551	11,838,690
EDIF5	Sismo 0.5	242,399	0
EDIF5	Sismo 1.0	249,949	0
EDIF5	Sismo 1.5	0	0
EDIF5	Sismo 2.0	0	0
EDIF5	Sismo 2.5	0	0
EDIF5	Sismo 3.0	0	0

Tabla 4.10: Rigidez Secante de edificios con muros ligados en dirección X, Z

Rigidez secante con muros ligados			
Edificio	Sismo	Ksec (Kg/m) en Dir. X	Ksec (Kg/m) en Dir. Z
EDIF1	Sismo 0.5	14,157,682	9,365,350
EDIF1	Sismo 1.0	12,887,921	7,360,223
EDIF1	Sismo 1.5	10,982,075	5,574,039
EDIF1	Sismo 2.0	11,298,748	3,297,907
EDIF1	Sismo 2.5	9,392,800	9,456,978
EDIF1	Sismo 3.0	10,040,548	8,860,518
EDIF2	Sismo 0.5	12,957,255	10,973,489
EDIF2	Sismo 1.0	12,165,265	6,257,100
EDIF2	Sismo 1.5	4,474,418	8,602,942
EDIF2	Sismo 2.0	10,539,697	6,879,347
EDIF2	Sismo 2.5	7,112,365	7,044,503
EDIF2	Sismo 3.0	6,080,291	4,549,294
EDIF3	Sismo 0.5	1,485,782	12,160,303
EDIF3	Sismo 1.0	1,250,234	11,890,459
EDIF3	Sismo 1.5	2,056,469	13,266,200
EDIF3	Sismo 2.0	1,990,079	11,974,056
EDIF3	Sismo 2.5	2,143,296	11,888,387
EDIF3	Sismo 3.0	2,202,318	7,756,010
EDIF4	Sismo 0.5	14,889,028	6,324,806
EDIF4	Sismo 1.0	13,930,646	5,844,102
EDIF4	Sismo 1.5	14,769,370	3,978,233
EDIF4	Sismo 2.0	14,623,261	4,357,339
EDIF4	Sismo 2.5	14,521,596	4,322,498
EDIF4	Sismo 3.0	7,867,735	3,960,129
EDIF5	Sismo 0.5	0	5,615,519
EDIF5	Sismo 1.0	0	6,203,277
EDIF5	Sismo 1.5	0	6,423,470
EDIF5	Sismo 2.0	0	6,549,935
EDIF5	Sismo 2.5	0	5,556,306
EDIF5	Sismo 3.0	0	6,509,780

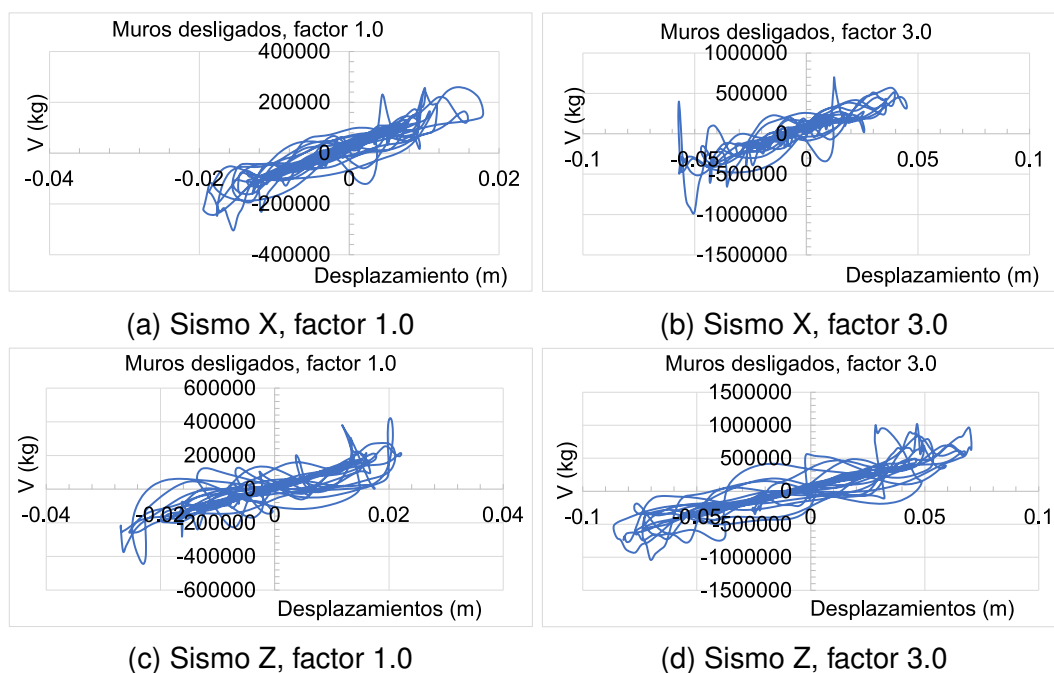


Figura 4.4: Análisis sísmico de edif1, con propiedades simuladas, con muros desligados.

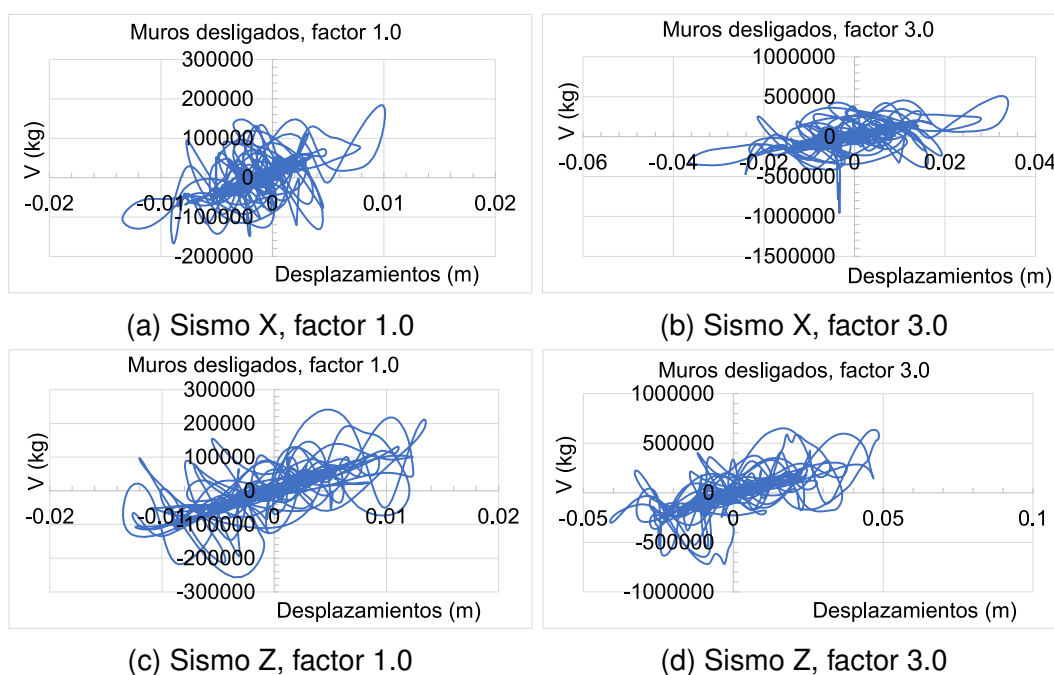


Figura 4.5: Análisis sísmico de edif4, con propiedades simuladas, con muros desligados.

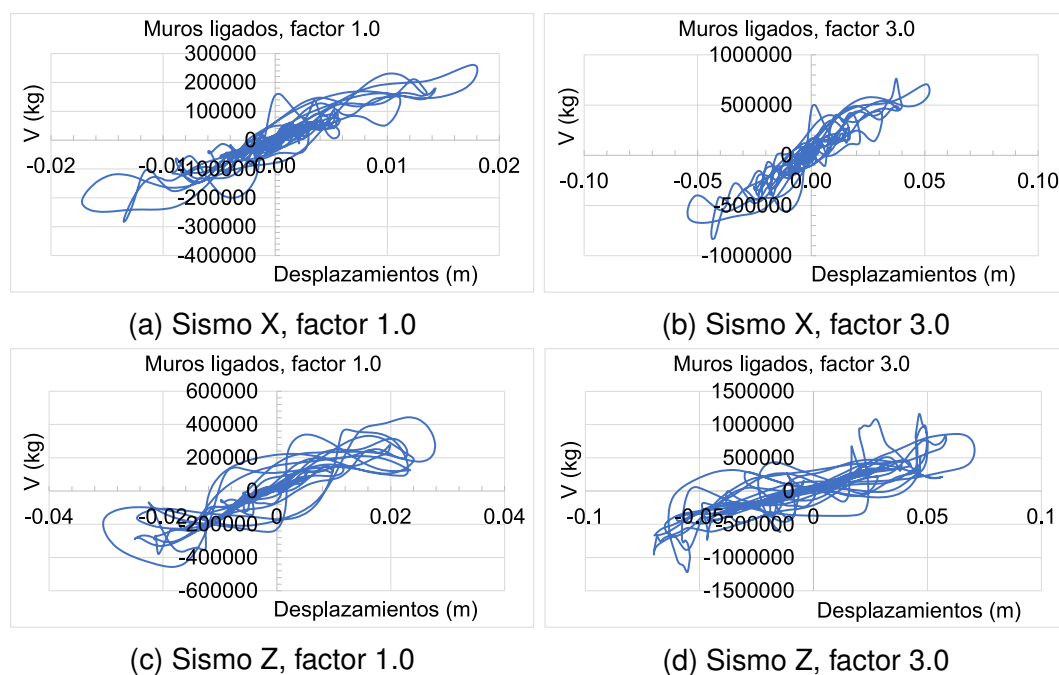


Figura 4.6: Análisis sísmico de edif1, con propiedades simuladas, con muros ligados.

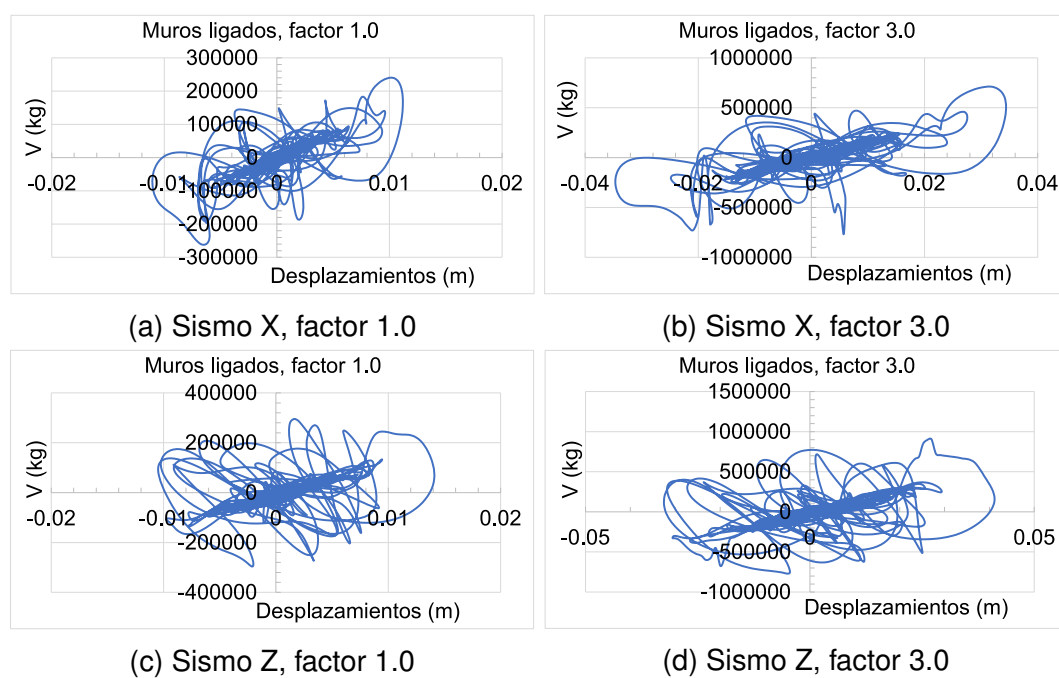


Figura 4.7: Análisis sísmico de edif4, con propiedades simuladas, con muros ligados.

4.8. Análisis pushover

Para llevar a cabo el análisis de la familia de edificios con pushover controlado por desplazamientos, se utiliza un vector de cargas triangular invertido correspondiente con el vector de cargas sísmicas del análisis modal. Se hace un análisis de los edificios con muros desligados y con muros ligados de los casos de edificios con propiedades simuladas y medias, obteniendo las fuerzas cortantes y desplazamientos para cada seudotiempo, con estos valores se construyen las curvas Cortante-Desplazamiento (V-d); ver figuras 4.8 y 4.9 de esta sección.

Para obtener la rigidez tangente de cada edificio en las dos direcciones es necesario tener la curva elastoplástica, la cual se construye con base a la igualación de las áreas de la curva pushover como se puede ver en la figura 4.10. La rigidez tangente es el resultado de dividir el valor de la Fuerza cortante de fluencia entre el valor del desplazamiento asociado a éste.

Con los resultados también fue posible hacer una comparación entre los edificios con muros desligados y ligados con el objetivo de revisar el comportamiento de los segundos respecto de los primeros, a través de gráficas como la que se muestra en figura 4.11. De esto se observa que en el caso las curvas con muros ligados la rigidez se incrementa, sin embargo, su capacidad de deformación disminuye. Lo anterior también se puede observar en los valores de rigidez en las tablas 4.11 y 4.12.

En la sección C.2 del anexo C se muestran las curvas pushover de los otros edificios analizados

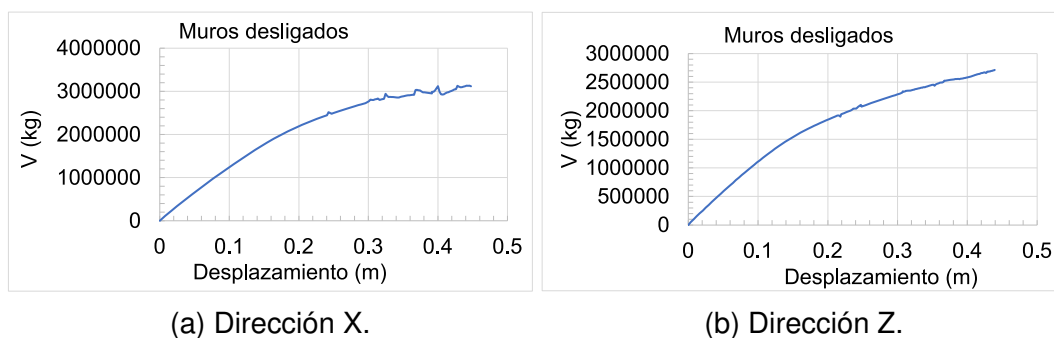


Figura 4.8: Pushover de Edif1 con muros desligados de la estructura.

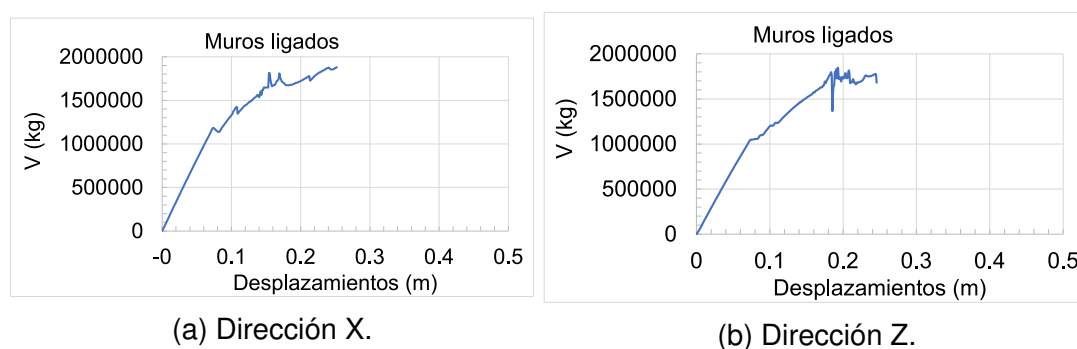


Figura 4.9: Pushover de Edif1 con muros ligados a la estructura.

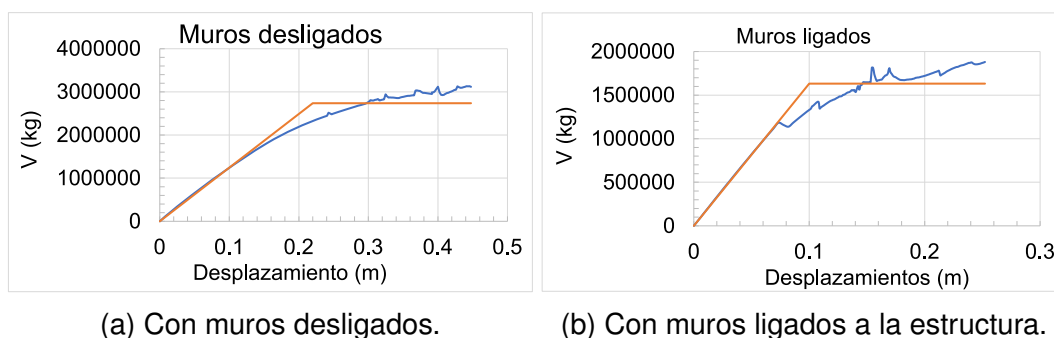


Figura 4.10: Pushover y curva bilineal de Edif1 con muros desligados y ligados a la estructura, en dirección X.

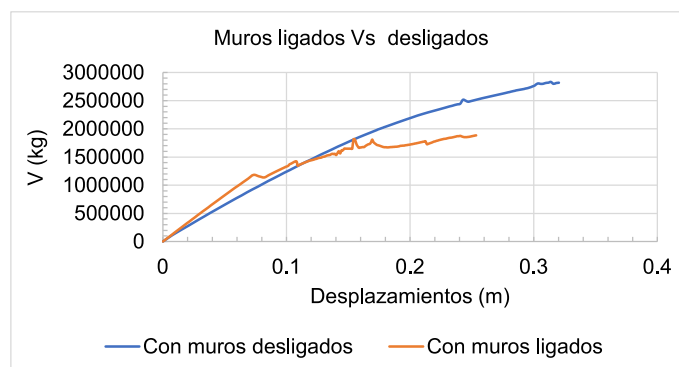


Figura 4.11: Comparación de Pushover con muros desligados y ligados en dirección X.

Tabla 4.11: Rigidez Tangente en dirección X y Z obtenida a partir del análisis Pushover para edificios con muros desligados

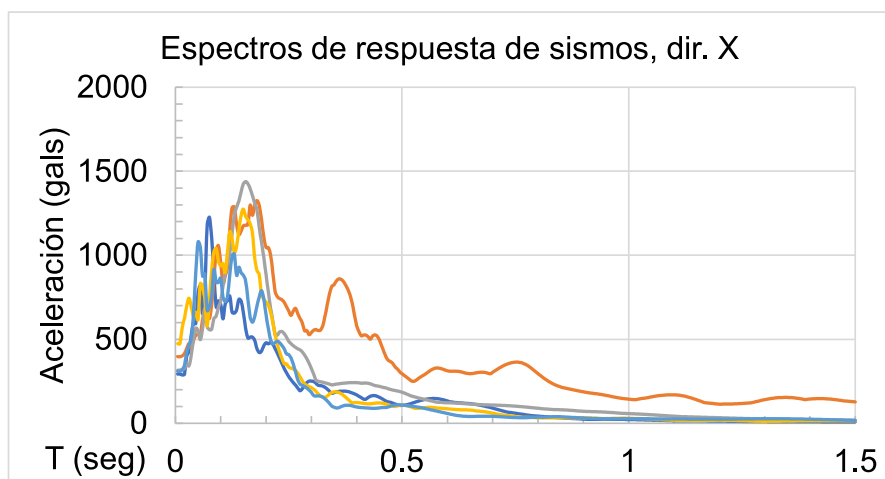
Rigidez tangente con muros desligados dir X y Z		
Edificio	K_0 (Kg/m) en dir. X	K_0 (Kg/m) en dir. Z
EDIF1	12,440,791	11,289,391
EDIF2	13,240,237	9,528,079
EDIF3	12,592,942	10,808,451
EDIF4	13,174,137	11,018,054
EDIF5	13,331,740	10,938,754

Tabla 4.12: Rigidez Tangente en dirección X y Z obtenida a partir del análisis Pushover para edificios con muros ligados

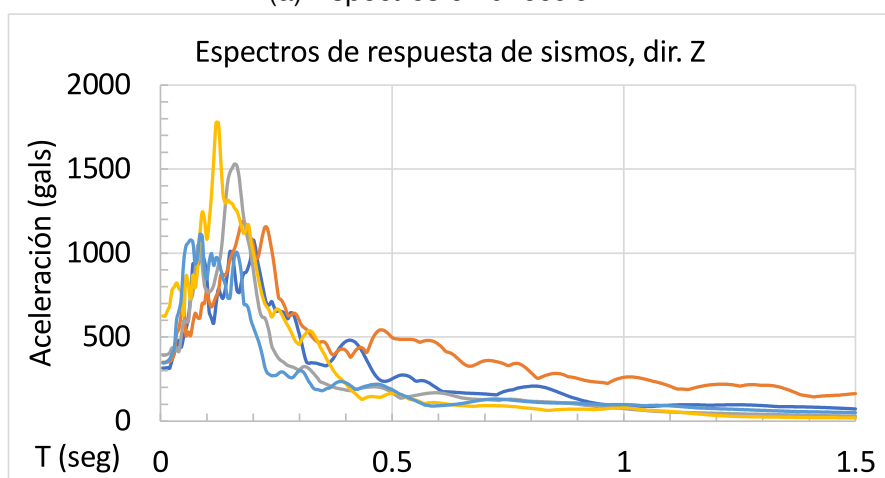
Rigidez tangente con muros ligados dir X y Z		
Edificio	K_0 (Kg/m) en dir. X	K_0 (Kg/m) en dir. Z
EDIF1	16,315,399	14,347,351
EDIF2	16,012,006	14,041,708
EDIF3	15,869,826	14,315,941
EDIF4	15,915,857	14,888,476
EDIF5	15,888,251	14,109,826

4.9. Espectros de Respuesta

De la selección de los 5 sismos se construyeron los espectros de respuesta para un grado de libertad con un porcentaje de amortiguamiento del 5 %. Con base a estos, se determinó la aceleración espectral de cada edificio. Para la construcción de los espectros de respuesta se utilizó el software Dinámica V.3.2.0.10. Cabe señalar que antes de iniciar el trazo de los espectros se construyeron un par de espectros de sismos conocidos para calibrar los resultados del software, esto se hizo comparándolos con espectros publicados en libros ampliamente conocidos [7] [5].



(a) Espectros en dirección X



(b) Espectros en dirección Z

Figura 4.12: Resumen de espectros de respuesta de los sismos.

Tabla 4.13: Aceleraciones espectrales

Resumen de aceleraciones espectrales				
Edificio	Dir	Tipo	Sa (T1) (cm/s ²)	Sa (T2) (cm/s ²)
EDIF1	X	Muros desligados	146.90	459.29
EDIF1	Z	Muros desligados	177.06	943.43
EDIF2	X	Muros desligados	329.44	1,231.13
EDIF2	Z	Muros desligados	436.40	1,088.82
EDIF3	X	Muros desligados	123.94	1,003.77
EDIF3	Z	Muros desligados	166.45	1,037.63
EDIF4	X	Muros desligados	91.55	859.59
EDIF4	Z	Muros desligados	107.95	1,107.16
EDIF5	X	Muros desligados	66.02	757.47
EDIF5	Z	Muros desligados	93.23	633.44
EDIF1	X	Muros desligados	124.70	229.52
EDIF1	Z	Muros ligados	238.78	364.23
EDIF2	X	Muros ligados	253.64	554.24
EDIF2	Z	Muros ligados	477.17	627.18
EDIF3	X	Muros ligados	153.06	282.79
EDIF3	Z	Muros ligados	153.22	318.98
EDIF4	X	Muros ligados	94.80	176.31
EDIF4	Z	Muros ligados	126.94	523.69
EDIF5	X	Muros ligados	100.20	165.73
EDIF5	Z	Muros ligados	112.70	263.85

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se presentará el procesamiento de toda la información obtenida en el Capitulo 4, para los casos de estudio analizados de los edificios, con propiedades simuladas y medias, utilizando los procedimientos establecidos en el análisis de confiabilidad. Primeramente se presenta la formulación que se utilizará, posteriormente se hará la aplicación de las fórmulas utilizando los datos obtenidos en el capítulo citado.

5.1. Análisis de confiabilidad

El índice de daño se denota por la letra D , y se calcula con la siguiente expresión:

$$D = (K_0 - K_{sec})/K_0 \quad (5.1)$$

Seudoaceleración normalizada:

Se denota con la letra Z , y se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = Sa.MT/Vy \quad (5.2)$$

Donde:

S_a = pseudoceleración espectral tomada del espectro de respuesta en función del periodo dominante de la estructura.

MT = Masa total de la estructura

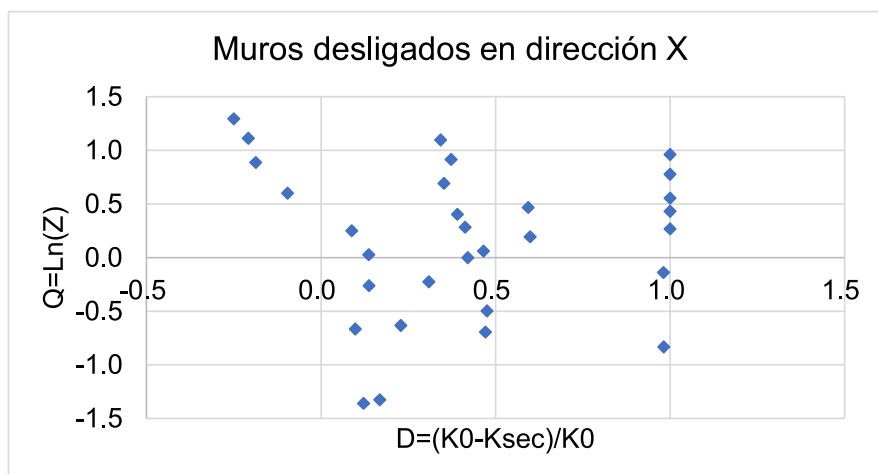
V_y = Cortante de fluencia

5.2. Índice de Daño

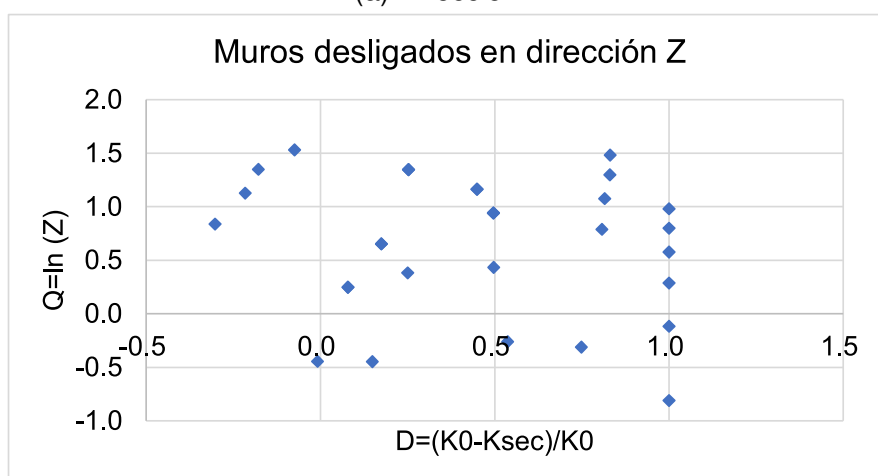
El primer paso consiste en calcular el índice de daño de los edificios con muros desligados y ligados a la estructura en las direcciones X y Z, que se presenta en las tablas 5.1 a 5.4 .

5.3. Dispersión de D y Q

Las gráficas 5.1 y 5.2 representan la dispersión de los pares de valores D y Q , para los diferentes casos de edificios con propiedades simuladas, obtenidos de las tablas de la sección 5.2. Además, es posible determinar el valor medio y la desviación estándar de Q como se muestra en las tablas 5.6 y 5.6.



(a) Dirección X



(b) Dirección Z

Figura 5.1: Dispersión del índice de daño con muros desligados

Tabla 5.1: Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros desligados en dirección X

Edificio	Sismo	D	S_a	MT	V_y	Z	$Q = \ln(Z)$
EDIF1	Sismo 0.5	0.12	229.65	3064	2736974	0.26	-1.36
EDIF1	Sismo 1.0	0.10	459.29	3064	2736974	0.51	-0.67
EDIF1	Sismo 1.5	0.14	688.94	3064	2736974	0.77	-0.26
EDIF1	Sismo 2.0	0.14	918.58	3064	2736974	1.03	0.03
EDIF1	Sismo 2.5	0.09	1148.23	3064	2736974	1.29	0.25
EDIF1	Sismo 3.0	1.00	1377.87	3064	2736974	1.54	0.43
EDIF2	Sismo 0.5	0.17	229.65	3069	2648047	0.27	-1.32
EDIF2	Sismo 1.0	0.23	459.29	3069	2648047	0.53	-0.63
EDIF2	Sismo 1.5	0.31	688.94	3069	2648047	0.80	-0.23
EDIF2	Sismo 2.0	0.47	918.58	3069	2648047	1.06	0.06
EDIF2	Sismo 2.5	0.41	1148.23	3069	2648047	1.33	0.29
EDIF2	Sismo 3.0	0.59	1377.87	3069	2648047	1.60	0.47
EDIF3	Sismo 0.5	0.48	501.88	3054	2518588	0.61	-0.50
EDIF3	Sismo 1.0	0.60	1003.77	3054	2518588	1.22	0.20
EDIF3	Sismo 1.5	-0.10	1505.65	3054	2518588	1.83	0.60
EDIF3	Sismo 2.0	-0.19	2007.54	3054	2518588	2.43	0.89
EDIF3	Sismo 2.5	-0.21	2509.42	3054	2518588	3.04	1.11
EDIF3	Sismo 3.0	-0.25	3011.30	3054	2518588	3.65	1.30
EDIF4	Sismo 0.5	0.47	429.79	3067	2634827	0.50	-0.69
EDIF4	Sismo 1.0	0.42	859.59	3067	2634827	1.00	0.00
EDIF4	Sismo 1.5	0.39	1289.38	3067	2634827	1.50	0.41
EDIF4	Sismo 2.0	0.35	1719.17	3067	2634827	2.00	0.69
EDIF4	Sismo 2.5	0.37	2148.97	3067	2634827	2.50	0.92
EDIF4	Sismo 3.0	0.34	2578.76	3067	2634827	3.00	1.10
EDIF5	Sismo 0.5	0.98	378.73	3071	2666348	0.44	-0.83
EDIF5	Sismo 1.0	0.98	757.47	3071	2666348	0.87	-0.14
EDIF5	Sismo 1.5	1.00	1136.20	3071	2666348	1.31	0.27
EDIF5	Sismo 2.0	1.00	1514.93	3071	2666348	1.74	0.56
EDIF5	Sismo 2.5	1.00	1893.67	3071	2666348	2.18	0.78
EDIF5	Sismo 3.0	1.00	2272.40	3071	2666348	2.62	0.96

Tabla 5.2: Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros desligados en dirección Z

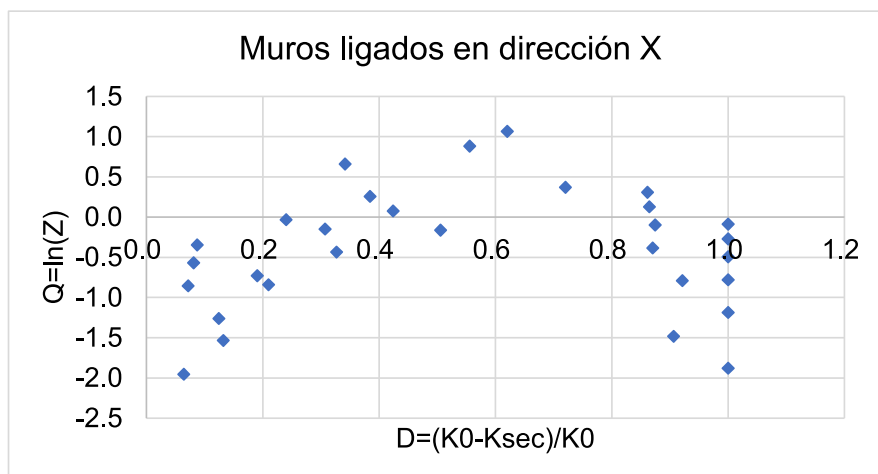
Edificio	Sismo	D	S_a	MT	V_y	Z	$Q = \ln(Z)$
EDIF1	Sismo 0.5	0.15	471.72	3064	2257878	0.64	-0.45
EDIF1	Sismo 1.0	0.08	943.43	3064	2257878	1.28	0.25
EDIF1	Sismo 1.5	0.17	1415.15	3064	2257878	1.92	0.65
EDIF1	Sismo 2.0	0.50	1886.86	3064	2257878	2.56	0.94
EDIF1	Sismo 2.5	0.45	2358.58	3064	2257878	3.20	1.16
EDIF1	Sismo 3.0	0.25	2830.30	3064	2257878	3.84	1.35
EDIF2	Sismo 0.5	-0.01	471.72	3069	2257878	0.64	-0.44
EDIF2	Sismo 1.0	0.08	943.43	3069	2257878	1.28	0.25
EDIF2	Sismo 1.5	0.17	1415.15	3069	2257878	1.92	0.65
EDIF2	Sismo 2.0	0.50	1886.86	3069	2257878	2.56	0.94
EDIF2	Sismo 2.5	0.45	2358.58	3069	2257878	3.21	1.16
EDIF2	Sismo 3.0	0.25	2830.30	3069	2257878	3.85	1.35
EDIF3	Sismo 0.5	0.75	518.81	3054	2161690	0.73	-0.31
EDIF3	Sismo 1.0	0.25	1037.63	3054	2161690	1.47	0.38
EDIF3	Sismo 1.5	0.81	1556.44	3054	2161690	2.20	0.79
EDIF3	Sismo 2.0	0.82	2075.26	3054	2161690	2.93	1.08
EDIF3	Sismo 2.5	0.83	2594.07	3054	2161690	3.66	1.30
EDIF3	Sismo 3.0	0.83	3112.89	3054	2161690	4.40	1.48
EDIF4	Sismo 0.5	0.54	553.58	3067	2203611	0.77	-0.26
EDIF4	Sismo 1.0	0.50	1107.16	3067	2203611	1.54	0.43
EDIF4	Sismo 1.5	-0.30	1660.75	3067	2203611	2.31	0.84
EDIF4	Sismo 2.0	-0.22	2214.33	3067	2203611	3.08	1.13
EDIF4	Sismo 2.5	-0.18	2767.91	3067	2203611	3.85	1.35
EDIF4	Sismo 3.0	-0.07	3321.49	3067	2203611	4.62	1.53
EDIF5	Sismo 0.5	1.00	316.72	3071	2187751	0.44	-0.81
EDIF5	Sismo 1.0	1.00	633.44	3071	2187751	0.89	-0.12
EDIF5	Sismo 1.5	1.00	950.16	3071	2187751	1.33	0.29
EDIF5	Sismo 2.0	1.00	1266.88	3071	2187751	1.78	0.58
EDIF5	Sismo 2.5	1.00	1583.59	3071	2187751	2.22	0.80
EDIF5	Sismo 3.0	1.00	1900.31	3071	2187751	2.67	0.98

Tabla 5.3: Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros ligados en dirección X

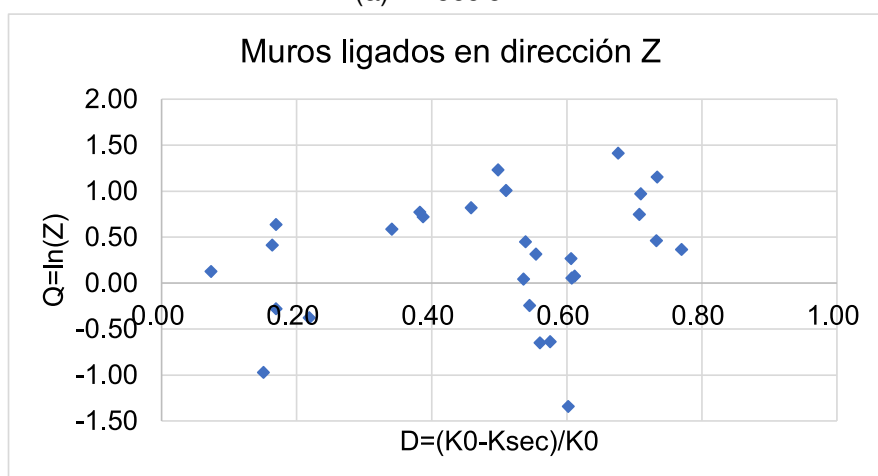
Edificio	Sismo	D	S_a	MT	V_y	Z	$Q = \ln(Z)$
EDIF1	Sismo 0.5	0.13	114.76	3063.84	1631539.86	0.22	-1.53
EDIF1	Sismo 1.0	0.21	229.52	3063.84	1631539.86	0.43	-0.84
EDIF1	Sismo 1.5	0.33	344.28	3063.84	1631539.86	0.65	-0.44
EDIF1	Sismo 2.0	0.31	459.04	3063.84	1631539.86	0.86	-0.15
EDIF1	Sismo 2.5	0.42	573.80	3063.84	1631539.86	1.08	0.07
EDIF1	Sismo 3.0	0.38	688.55	3063.84	1631539.86	1.29	0.26
EDIF2	Sismo 0.5	0.19	277.12	3068.73	1761320.65	0.48	-0.73
EDIF2	Sismo 1.0	0.24	554.24	3068.73	1761320.65	0.97	-0.03
EDIF2	Sismo 1.5	0.72	831.36	3068.73	1761320.65	1.45	0.37
EDIF2	Sismo 2.0	0.34	1108.47	3068.73	1761320.65	1.93	0.66
EDIF2	Sismo 2.5	0.56	1385.59	3068.73	1761320.65	2.41	0.88
EDIF2	Sismo 3.0	0.62	1662.71	3068.73	1761320.65	2.90	1.06
EDIF3	Sismo 0.5	0.91	141.39	3054.00	1904379.14	0.23	-1.48
EDIF3	Sismo 1.0	0.92	282.79	3054.00	1904379.14	0.45	-0.79
EDIF3	Sismo 1.5	0.87	424.18	3054.00	1904379.14	0.68	-0.39
EDIF3	Sismo 2.0	0.87	565.58	3054.00	1904379.14	0.91	-0.10
EDIF3	Sismo 2.5	0.86	706.97	3054.00	1904379.14	1.13	0.13
EDIF3	Sismo 3.0	0.86	848.37	3054.00	1904379.14	1.36	0.31
EDIF4	Sismo 0.5	0.06	88.15	3066.86	1909902.84	0.14	-1.96
EDIF4	Sismo 1.0	0.12	176.31	3066.86	1909902.84	0.28	-1.26
EDIF4	Sismo 1.5	0.07	264.46	3066.86	1909902.84	0.42	-0.86
EDIF4	Sismo 2.0	0.08	352.61	3066.86	1909902.84	0.57	-0.57
EDIF4	Sismo 2.5	0.09	440.77	3066.86	1909902.84	0.71	-0.35
EDIF4	Sismo 3.0	0.51	528.92	3066.86	1909902.84	0.85	-0.16
EDIF5	Sismo 0.5	1.00	82.87	3070.88	1668266.38	0.15	-1.88
EDIF5	Sismo 1.0	1.00	165.73	3070.88	1668266.38	0.31	-1.19
EDIF5	Sismo 1.5	1.00	248.60	3070.88	1668266.38	0.46	-0.78
EDIF5	Sismo 2.0	1.00	331.47	3070.88	1668266.38	0.61	-0.49
EDIF5	Sismo 2.5	1.00	414.34	3070.88	1668266.38	0.76	-0.27
EDIF5	Sismo 3.0	1.00	497.20	3070.88	1668266.38	0.92	-0.09

Tabla 5.4: Cálculo del índice de daño, Seudoaceleración normalizada y su logaritmo natural de edificios con muros ligados en dirección Z

Edificio	Sismo	D	S_a	MT	V_y	Z	$Q = \ln(Z)$
EDIF1	Sismo 0.5	0.35	182.11	3063.84	1549513.94	0.36	-1.02
EDIF1	Sismo 1.0	0.49	364.23	3063.84	1549513.94	0.72	-0.33
EDIF1	Sismo 1.5	0.61	546.34	3063.84	1549513.94	1.08	0.08
EDIF1	Sismo 2.0	0.77	728.46	3063.84	1549513.94	1.44	0.36
EDIF1	Sismo 2.5	0.34	910.57	3063.84	1549513.94	1.80	0.59
EDIF1	Sismo 3.0	0.38	1092.69	3063.84	1549513.94	2.16	0.77
EDIF2	Sismo 0.5	0.22	313.59	3068.73	1404170.83	0.69	-0.38
EDIF2	Sismo 1.0	0.55	627.18	3068.73	1404170.83	1.37	0.32
EDIF2	Sismo 1.5	0.39	940.77	3068.73	1404170.83	2.06	0.72
EDIF2	Sismo 2.0	0.51	1254.36	3068.73	1404170.83	2.74	1.01
EDIF2	Sismo 2.5	0.50	1567.95	3068.73	1404170.83	3.43	1.23
EDIF2	Sismo 3.0	0.68	1881.54	3068.73	1404170.83	4.11	1.41
EDIF3	Sismo 0.5	0.15	159.49	3054.00	1288434.66	0.38	-0.97
EDIF3	Sismo 1.0	0.17	318.98	3054.00	1288434.66	0.76	-0.28
EDIF3	Sismo 1.5	0.07	478.48	3054.00	1288434.66	1.13	0.13
EDIF3	Sismo 2.0	0.16	637.97	3054.00	1288434.66	1.51	0.41
EDIF3	Sismo 2.5	0.17	797.46	3054.00	1288434.66	1.89	0.64
EDIF3	Sismo 3.0	0.46	956.95	3054.00	1288434.66	2.27	0.82
EDIF4	Sismo 0.5	0.58	261.84	3066.86	1518624.54	0.53	-0.64
EDIF4	Sismo 1.0	0.61	523.69	3066.86	1518624.54	1.06	0.06
EDIF4	Sismo 1.5	0.73	785.53	3066.86	1518624.54	1.59	0.46
EDIF4	Sismo 2.0	0.71	1047.38	3066.86	1518624.54	2.12	0.75
EDIF4	Sismo 2.5	0.71	1309.22	3066.86	1518624.54	2.64	0.97
EDIF4	Sismo 3.0	0.73	1571.07	3066.86	1518624.54	3.17	1.15
EDIF5	Sismo 0.5	0.60	131.93	3070.88	1552080.89	0.26	-1.34
EDIF5	Sismo 1.0	0.56	263.85	3070.88	1552080.89	0.52	-0.65
EDIF5	Sismo 1.5	0.54	395.78	3070.88	1552080.89	0.78	-0.24
EDIF5	Sismo 2.0	0.54	527.70	3070.88	1552080.89	1.04	0.04
EDIF5	Sismo 2.5	0.61	659.63	3070.88	1552080.89	1.31	0.27
EDIF5	Sismo 3.0	0.54	791.55	3070.88	1552080.89	1.57	0.45



(a) Dirección X



(b) Dirección Z

Figura 5.2: Dispersión del índice de daño con muros ligados

Tabla 5.5: Cálculo del valor medio y desviación estandar de edificios con muros desligados

No	Edificio	Sismo	Dirección X		Dirección Z	
			Q	S	Q	S
1	EDIF1	Sismo 0.5	-1.36	2.29	-0.45	1.18
2	EDIF1	Sismo 1.0	-0.67	0.67	0.25	0.16
3	EDIF1	Sismo 1.5	-0.26	0.17	0.65	0.00
4	EDIF1	Sismo 2.0	0.03	0.02	0.94	0.09
5	EDIF1	Sismo 2.5	0.25	0.01	1.16	0.27
6	EDIF1	Sismo 3.0	0.43	0.08	1.35	0.50
7	EDIF2	Sismo 0.5	-1.32	2.19	-0.44	1.18
8	EDIF2	Sismo 1.0	-0.63	0.62	0.25	0.15
9	EDIF2	Sismo 1.5	-0.23	0.15	0.65	0.00
10	EDIF2	Sismo 2.0	0.06	0.01	0.94	0.09
11	EDIF2	Sismo 2.5	0.29	0.02	1.16	0.27
12	EDIF2	Sismo 3.0	0.47	0.10	1.35	0.50
13	EDIF3	Sismo 0.5	-0.50	0.43	-0.31	0.91
14	EDIF3	Sismo 1.0	0.20	0.00	0.38	0.07
15	EDIF3	Sismo 1.5	0.60	0.20	0.79	0.02
16	EDIF3	Sismo 2.0	0.89	0.54	1.08	0.19
17	EDIF3	Sismo 2.5	1.11	0.91	1.30	0.43
18	EDIF3	Sismo 3.0	1.30	1.30	1.48	0.70
19	EDIF4	Sismo 0.5	-0.69	0.72	-0.26	0.82
20	EDIF4	Sismo 1.0	0.00	0.02	0.43	0.04
21	EDIF4	Sismo 1.5	0.41	0.06	0.84	0.04
22	EDIF4	Sismo 2.0	0.69	0.29	1.13	0.23
23	EDIF4	Sismo 2.5	0.92	0.58	1.35	0.50
24	EDIF4	Sismo 3.0	1.10	0.89	1.53	0.79
25	EDIF5	Sismo 0.5	-0.83	0.97	-0.81	2.11
26	EDIF5	Sismo 1.0	-0.14	0.09	-0.12	0.58
27	EDIF5	Sismo 1.5	0.27	0.01	0.29	0.13
28	EDIF5	Sismo 2.0	0.56	0.16	0.58	0.00
29	EDIF5	Sismo 2.5	0.78	0.39	0.80	0.02
30	EDIF5	Sismo 3.0	0.96	0.65	0.98	0.12
Suma			4.69	14.53	19.26	12.09
\bar{Q} y \bar{S}			0.16	0.48	0.64	0.40
(Desviación estandar) $\bar{\sigma}(Q)$				0.70		0.63

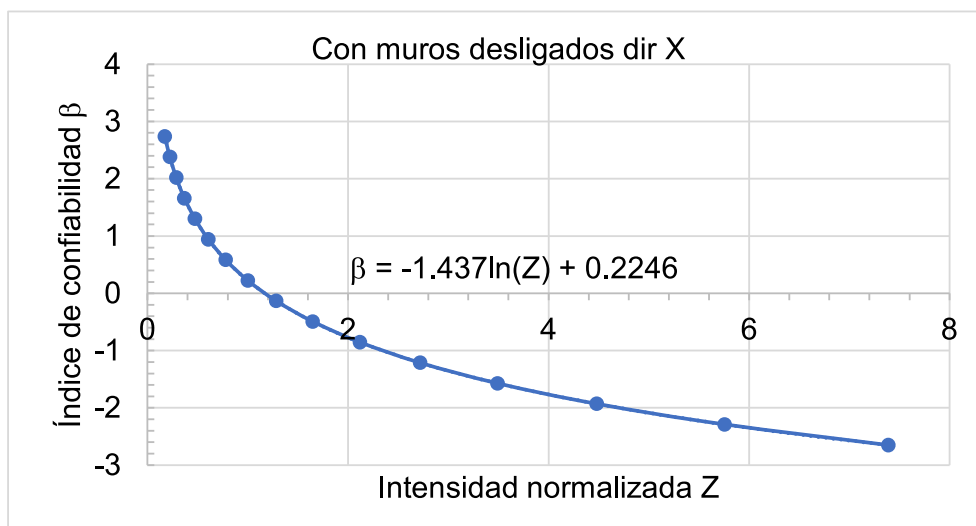
Tabla 5.6: Cálculo del valor medio y desviación estandar de edificios con muros desligados

No	Edificio	Sismo	Dirección X		Dirección Z	
			Q	S	Q	S
1	EDIF1	Sismo 0.5	-1.53	1.24	-1.02	1.56
2	EDIF1	Sismo 1.0	-0.84	0.18	-0.33	0.31
3	EDIF1	Sismo 1.5	-0.44	0.00	0.08	0.02
4	EDIF1	Sismo 2.0	-0.15	0.07	0.36	0.02
5	EDIF1	Sismo 2.5	0.07	0.24	0.59	0.13
6	EDIF1	Sismo 3.0	0.26	0.46	0.77	0.30
7	EDIF2	Sismo 0.5	-0.73	0.09	-0.38	0.36
8	EDIF2	Sismo 1.0	-0.03	0.15	0.32	0.01
9	EDIF2	Sismo 1.5	0.37	0.62	0.72	0.24
10	EDIF2	Sismo 2.0	0.66	1.16	1.01	0.61
11	EDIF2	Sismo 2.5	0.88	1.69	1.23	1.01
12	EDIF2	Sismo 3.0	1.06	2.20	1.41	1.41
13	EDIF3	Sismo 0.5	-1.48	1.13	-0.97	1.44
14	EDIF3	Sismo 1.0	-0.79	0.14	-0.28	0.26
15	EDIF3	Sismo 1.5	-0.39	0.00	0.13	0.01
16	EDIF3	Sismo 2.0	-0.10	0.10	0.41	0.04
17	EDIF3	Sismo 2.5	0.13	0.30	0.64	0.17
18	EDIF3	Sismo 3.0	0.31	0.53	0.82	0.35
19	EDIF4	Sismo 0.5	-1.96	2.36	-0.64	0.75
20	EDIF4	Sismo 1.0	-1.26	0.71	0.06	0.03
21	EDIF4	Sismo 1.5	-0.86	0.19	0.46	0.06
22	EDIF4	Sismo 2.0	-0.57	0.02	0.75	0.27
23	EDIF4	Sismo 2.5	-0.35	0.01	0.97	0.56
24	EDIF4	Sismo 3.0	-0.16	0.07	1.15	0.86
25	EDIF5	Sismo 0.5	-1.88	2.13	-1.34	2.46
26	EDIF5	Sismo 1.0	-1.19	0.59	-0.65	0.77
27	EDIF5	Sismo 1.5	-0.78	0.13	-0.24	0.22
28	EDIF5	Sismo 2.0	-0.49	0.01	0.04	0.03
29	EDIF5	Sismo 2.5	-0.27	0.02	0.27	0.00
30	EDIF5	Sismo 3.0	-0.09	0.11	0.45	0.05
Suma			-12.60	16.66	6.78	14.30
\bar{Q} y \bar{S}			-0.42	0.56	0.23	0.48
(Desviación estandar) $\bar{\sigma}(Q)$				0.75		0.69

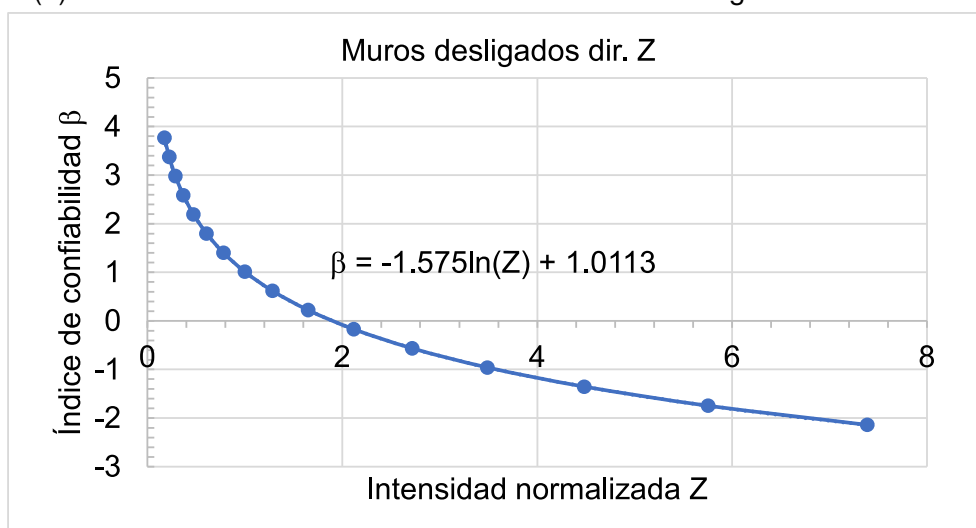
5.4. Índice de confiabilidad β de Cornell

Utilizando los valores de \bar{Q} y $\bar{\sigma}$ se pueden proponer los valores en forma consecutiva de Q para obtener las coordenadas (Z, σ) y con esto construir la curva de confiabilidad de manera ordenada.

Las gráficas 5.3 a 5.4, representan curvas de confiabilidad para los diferentes tipos de edificios con propiedades simuladas.

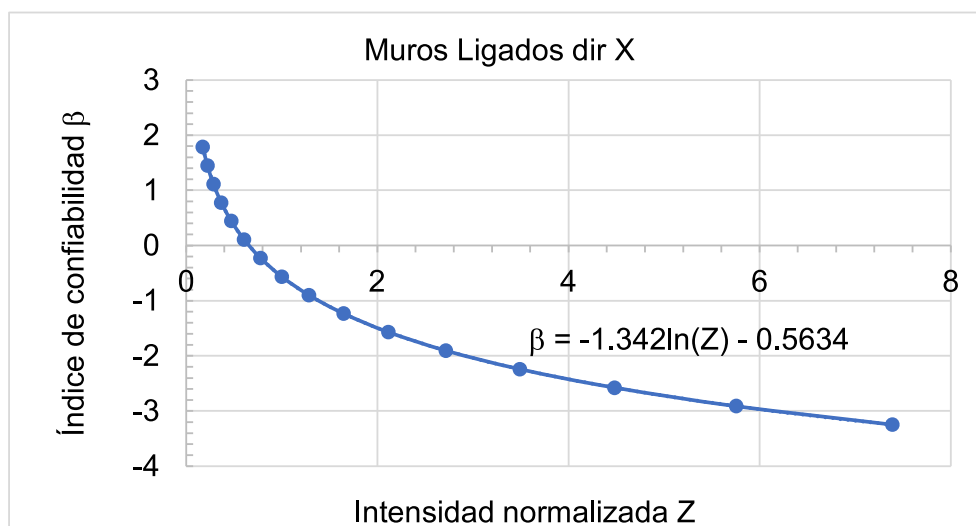


(a) Curva de confiabilidad de edificios con muros desligados Dirección X

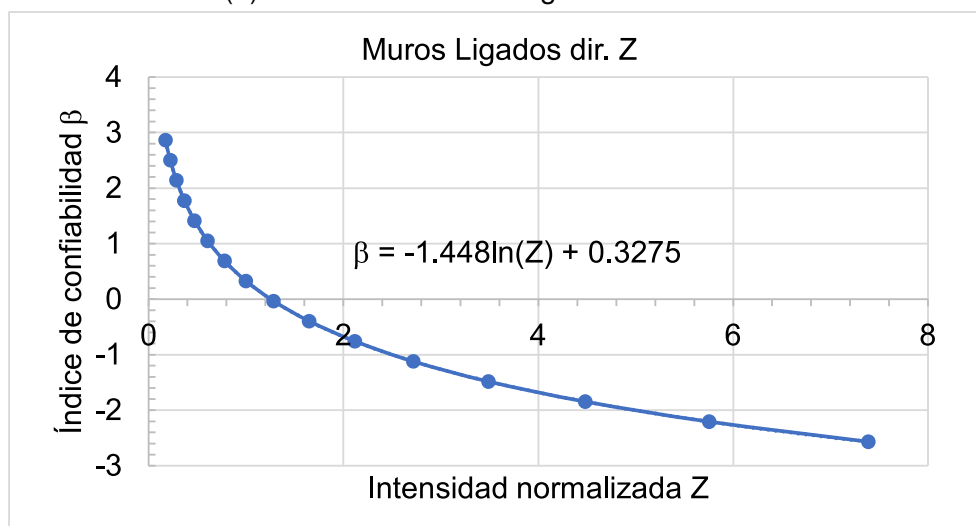


(b) Curva de confiabilidad de edificios con muros desligados Dirección Z

Figura 5.3: Confiabilidad β de Cornell en direccion X y Z con muros desligados de la estructura



(a) Edificios con muros ligados Dirección X



(b) Edificios con muros ligados Dirección Z

Figura 5.4: Confiabilidad β de Cornell en dirección X y Z con muros ligados a la estructura.

5.5. Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados a la estructura con propiedades simuladas

Para poder visualizar la confiabilidad de la estructura del edificio con muros ligados a la estructura es conveniente superponer las curvas de los dos tipos de casos.

Las figuras 5.5 y 5.6 muestran las curvas de confiabilidad superpuestas, en las dos direcciones, de los edificios con propiedades simuladas. Al analizar las gráficas de estas figuras, se observa que la curva “muros Ligados”, se mantiene por debajo de la curva “muros Desligados”. Lo anterior se puede interpretar como que cuando los edificios tienen ligados los muros a la estructura tienen un nivel de confiabilidad menor debido a la formación del piso blando, tomando como referencia los edificios con muros desligados de la estructura.

Comentario: Las curvas de confiabilidad se construyeron con base al segundo periodo de la estructura debido a que con el primer periodo las pseudoaceleraciones espectrales resultaban bajas porque los periodos se ubicaban fuera de la zona de los valores grandes de pseudoaceleración. Y es que con los valores de pseudoaceleración con los valores correspondientes al primer periodo las curvas de confiabilidad presentan un comportamiento opuesto al presentado.

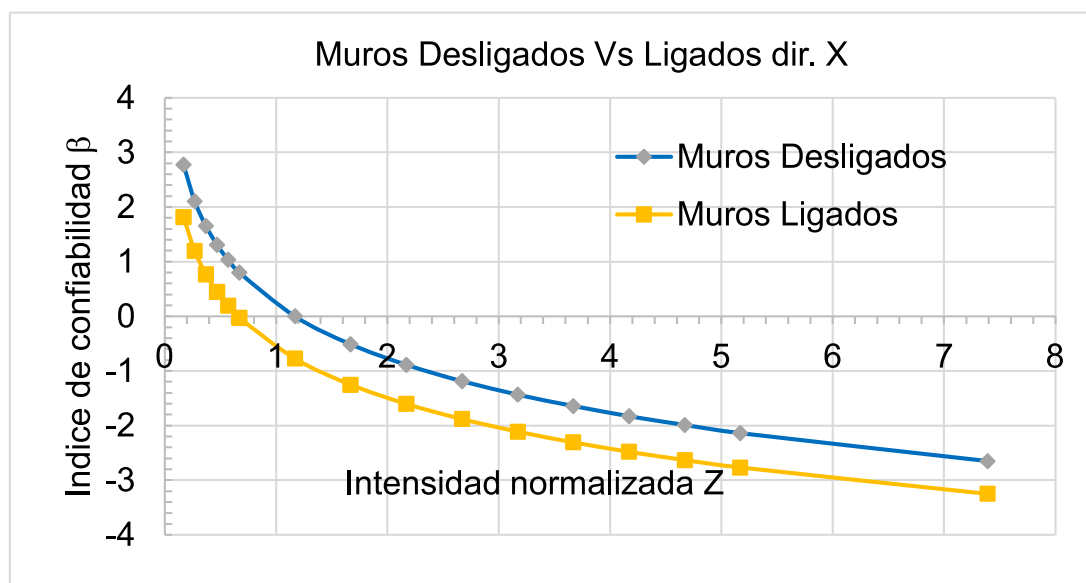


Figura 5.5: Confiabilidad Edificios de propiedades simuladas, con muros desligados y ligados Dirección X

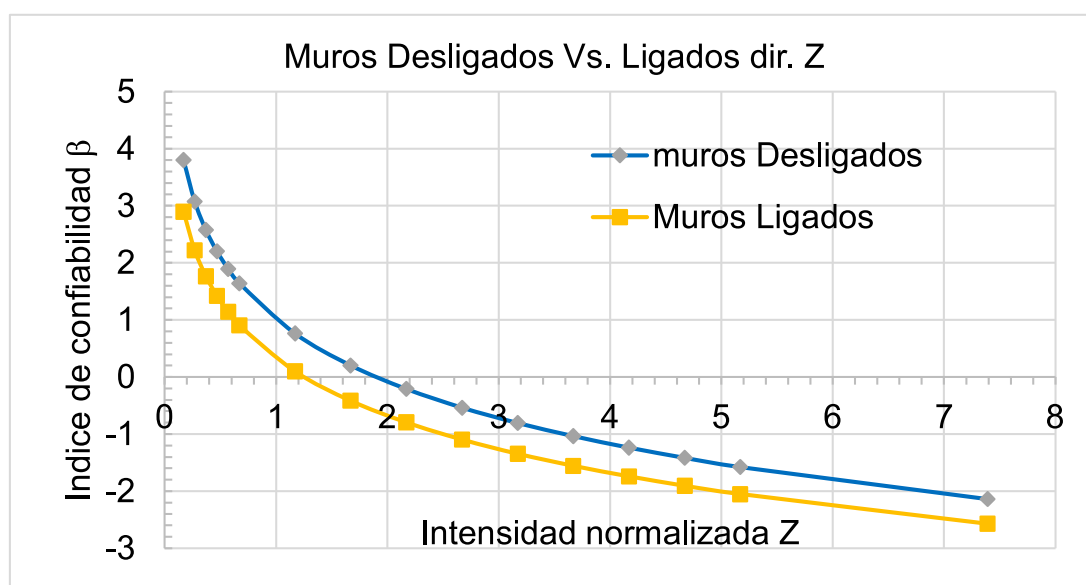


Figura 5.6: Confiabilidad Edificios de propiedades simuladas con muros desligados y ligados Dirección Z

5.6. Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados a la estructura con propiedades medias.

Todo el proceso que se hizo para los edificios con propiedades simuladas fue realizado para el caso de estudio de edificios con propiedades medias.

Desde la generación de los códigos en el programa SIB, que en este caso se desactivó la simulación aleatoria; la corrida de los casos de carga gravitacional, modal, sísmico y pushover en las dos direcciones con muros ligados y con muros desligados. Se generaron las curvas histeréticas y pushover, hasta la construcción de las curvas de confiabilidad.

Las figuras 5.7 y 5.8 muestran las curvas de confiabilidad en las dos direcciones de los edificios con propiedades medias. Al analizar las figuras se puede ver que las curvas de confiabilidad tienen un comportamiento similar al de los edificios con propiedades simuladas.

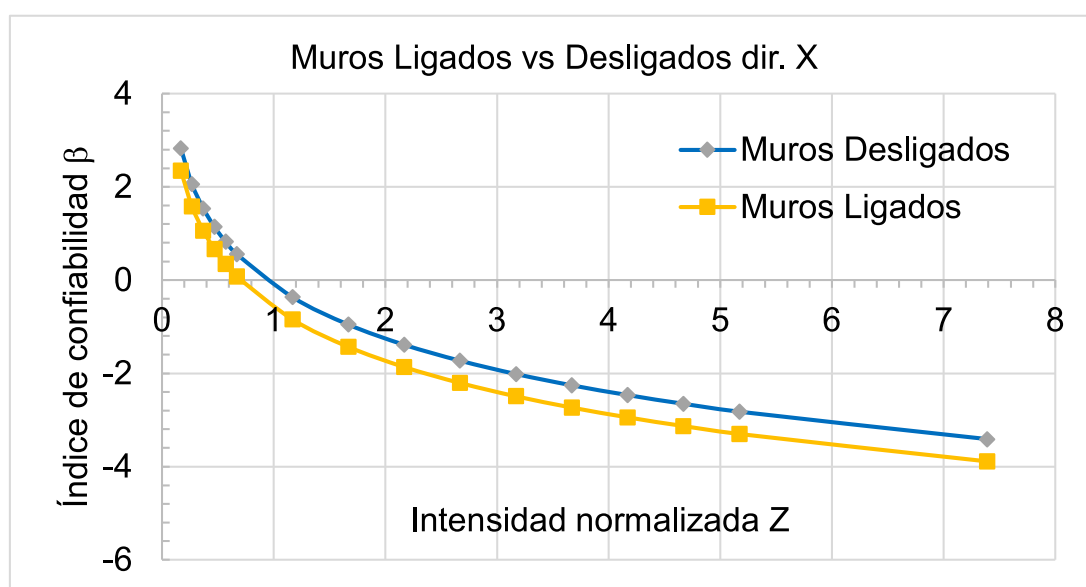


Figura 5.7: Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados en dirección X, con propiedades medias

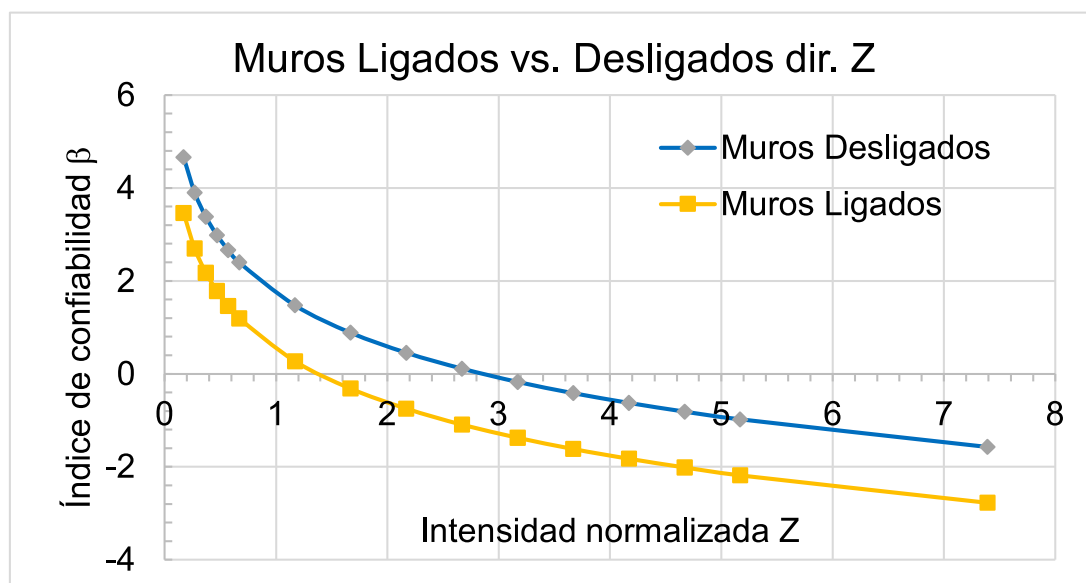


Figura 5.8: Confiabilidad de edificios con muros desligados y ligados en dirección Z, con propiedades medias

5.7. Confiabilidad de edificios con periodos largos

Se observó que para la estructura analizada para los periodos relativamente largos comparados con el tipo de sismos considerados, no presenta problemas debido a la presencia de muros en los niveles superiores y sin muros en el nivel de planta baja (nivel 1 del proyecto estudiado). Es decir, que para estructuras de 5 niveles similares a las analizadas en éste trabajo, no se presenta el fenómeno de piso suave debido a la acción de los sismos a los cuales se sometió. Esta afirmación se hace porque en las curvas de confiabilidad de los edificios con periodos T1 (periodos largos), mostradas en las figuras 5.9 y 5.10, la correspondiente a los edificios con muros ligados está por encima de la perteneciente a los edificios con muros desligados. Esto no es concluyente, ya que la muestra podría no incluir sismos que puedan producir efectos más desfavorables a estructuras de este tipo.

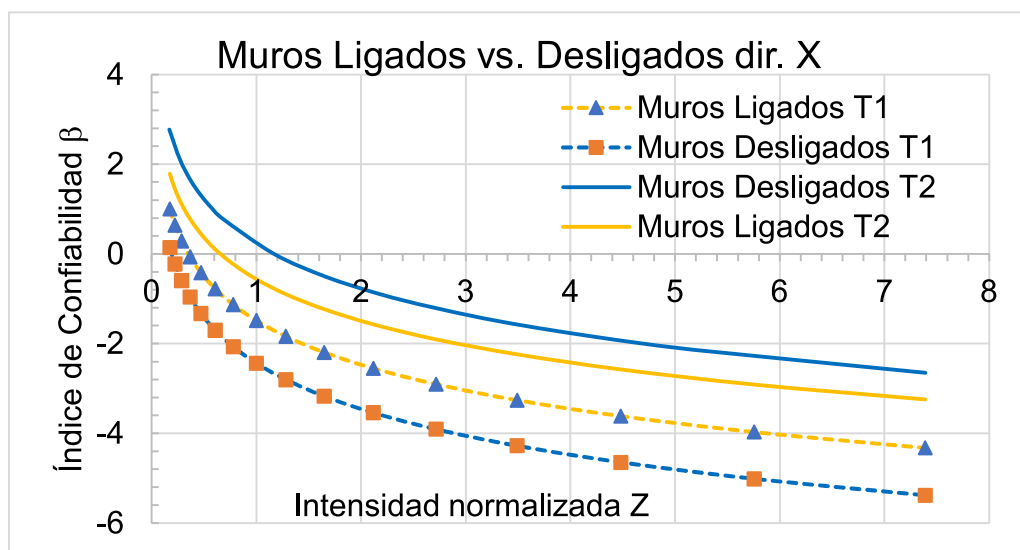


Figura 5.9: Confiabilidad Edificios con muros desligados y ligados en dirección X, con periodos T1 y T2

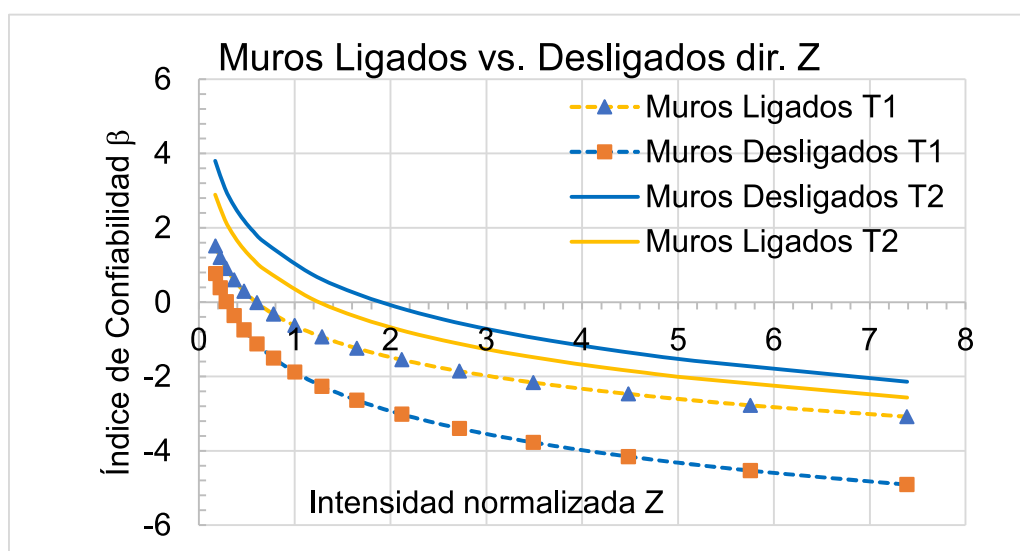


Figura 5.10: Confiabilidad Edificios con muros desligados y ligados en dirección Z, con periodos T1 y T2

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones obtenidas, a partir de la investigación desarrollada a lo largo de éste trabajo:

1. Se concluye que en edificios con piso suave debido a que muros de mampostería están ligados a la estructura en los niveles superiores , con sistemas estructurales formados por marcos y con relación de aspecto de 1.50, el nivel de confiabilidad es menor que cuando se tiene la estructura sin la interacción con los muros.
2. De los análisis de capacidad con el método de pushover se puede observar que cuando se presenta el piso blando, la estructura pierde aproximadamente 50 % de capacidad de deformación, resultando como consecuencia una estructura frágil, con una ductilidad reducida.
3. El fenómeno de piso suave por lo tanto es una causa de un comportamiento no adecuado para las estructuras localizadas en una zona sísmica con peligro sísmico.
4. El fenómeno de piso suave es una causa de tener estructuras con una alta vulnerabilidad en zonas de peligro sísmico.

5. Para que se presente el fenómeno de piso suave es necesario que ocurran sismos cuyo espectro de respuesta presente valores de pseudoaceleración máximos cercanos al periodo de 0.50 seg.
6. Se recomienda elaborar un estudio para buscar los sismos que tengan un espectro de respuesta con valores de pseudoaceleración máximos o cercanos al máximo (del orden de 400 a 1000 gals) para periodos del orden de 0.5 seg.
7. Se recomienda hacer el estudio de confiabilidad sísmica para edificios con estructura formada por marcos utilizando valores de reducción del espectro de 4 ($Q=4$).

BIBLIOGRAFÍA

- [1] ACI Committee 318. *Building code requirements for structural concrete (aci318-19)*: An ACI standard; commentary on building code requirements for structural concrete (aci 318r-19). American Concrete Institute, 2020.
- [2] Gerardo Aguilar y Sergio M Alcocer. *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales*. Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2001.
- [3] Stavros A Anagnostopoulos. *Inelastic beams for seismic analyses of structures*. *Journal of the Structural Division*, 107(7):1297–1311, 1981.
- [4] Juan C Montalvo. *El potencial de riesgo sísmico en el noreste de México y sus implicaciones en la zona metropolitana de Monterrey, N.L.* *CIENCIA-UANL*, 12(4):398–408, 2009.
- [5] Enrique Bazán y Roberto Meli. *Diseño sísmico de edificios*. Limusa/Noriega Editores, 2002.
- [6] Santiago Capraro, Samuel Ortiz y Roberto Valencia. *Los efectos económicos de los sismos de septiembre*. *Economía Informal*, 408:16–33, 2018.
- [7] Anil K Chopra. *Dynamics of structures*. Pearson Education India, 2007.
- [8] C Comartin, R Niewiarowski, and C Rojahn. ATC-40 seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *SSC 96*, 1, 1996.

- [9] Haran Pragalath DC. *Reliability Based Seismic Design of Open Ground Storey Framed Buildings*. PhD thesis, National Institute of Technology Rourkela, 2015.
- [10] Comité de Mampostería. *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. 2008.
- [11] José L Díaz. *Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México*. Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México DF, 2008.
- [12] Daniel Hernández y Arturo Tena. *Análisis paramétrico de modelos estructurales propensos a fallar por piso suave en suelo blando*. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, por la Sociedad de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Gro., México, 2015.
- [13] Enrique Guevara, Roberto Quaas y Georgina Ferández. *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos*. CENAPRED, 2006.
- [14] Stephen Kadysiewski and Khalid M Mosalam. *Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction*, volume 70. Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, California, USA, 2009.
- [15] Roberto Meli, Eduardo Miranda, Carlos López y Óscar López. *Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX*, Instituto de Ingeniería UNAM, 2019.
- [16] CENAPRED MEXICO. *Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México. Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana*, 2001.

- [17] Dario Páez, José Zabala y Yuri Rodríguez. *Piso blando, una falla común en el terremoto de pedernales soft story, a common flaw in the earthquake in pedernales. Revista CIENCIA Vol, 19(1):59–75, 2017.*
- [18] Roberto Pérez. *Confiabilidad y Optimización para el diseño sísmico de edificios considerando la contribución de muros de mampostería.* Tesis doctoral, Programa de maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México DF, 2010.
- [19] Raúl Jean y Javier Cesín. Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería. *Primer Simposio Nacional de Estructuras de Mampostería para la Vivienda, 2000.*
- [20] MJN Priestley. Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, 33(3):325–346, 2000.*
- [21] José G Rangel. *SIB reference manual. Manual de referencia para uso de programa SIB.* Universidad Veracruzana, 2015.
- [22] Mario E Rodríguez. *Interpretación de los daños y colapsos en edificaciones observados en la ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre 2017. Ingeniería sísmica, (101):1–18, 2019.*
- [23] Edwin M Rodríguez. *Confiabilidad sísmica de edificios de concreto considerando la contribución no planeada de muros de mampostería.* Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Nuevo León, 2014.
- [24] Mohammad Reza Tabeshpour, Amir Azad and Ali Akbar Golareshani. Seismic behavior and retrofit of infilled frames. *Earthquake-Resistant Structures-Design, Assessment and Rehabilitation, 2012.*
- [25] Fabio Taucer, Enrico Spacone, and Filip C Filippou. *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, volume 91.* Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley , 1991.

Anexos

Anexo A

Diseño de estructura de edificio

Las figuras A.1, A.2 a A.12, A.13 y A.14, indican los elementos estructurales del edificio resultantes del diseño que fueron utilizados para el estudio. Tienen una nomenclatura adicional establecida como referencia para traducir la información al SIB, por ejemplo en las vigas los círculos indican la sección que esta representada en las figuras A.10 a A.12 y los triángulos representa el tipo de estribo.

A.1. Plantas de referencia

La planta de vigas de la figura A.1 indica la nomenclatura de las vigas (marcos) y de las columnas.

A.2. Vigas

Las figuras A.2 a A.12 con el detalle del acero como resulta del diseño, indican subdivisiones por medio de líneas punteadas que fueron establecidas para diferenciar los diferentes tipos de refuerzo.

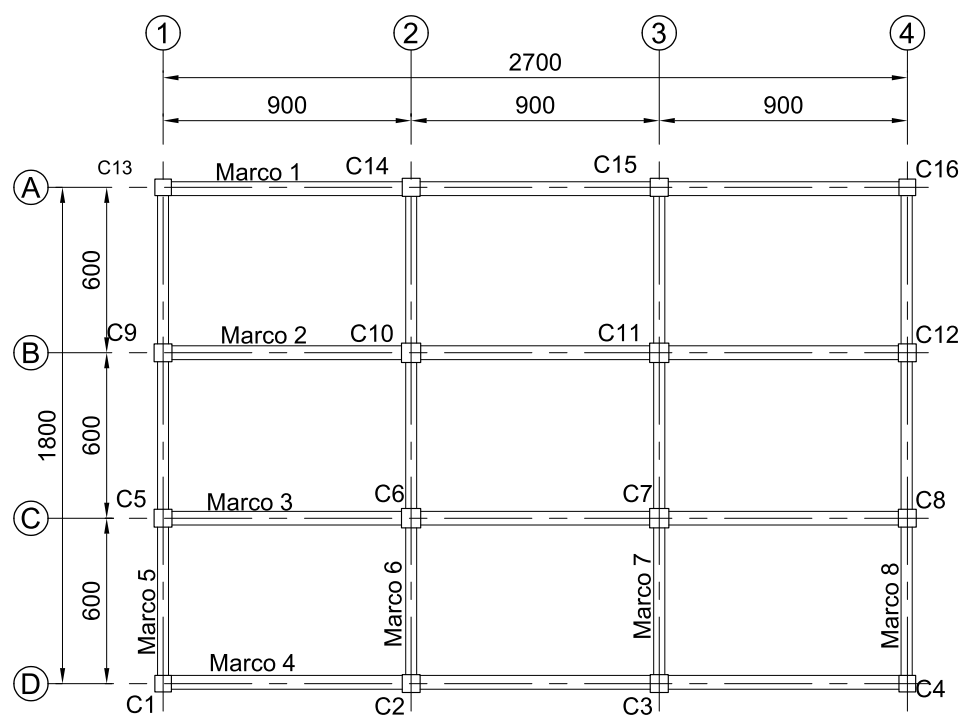


Figura A.1: Plantas de N2-N5 y azotea: Muestra marcas de vigas (marcos) y columnas

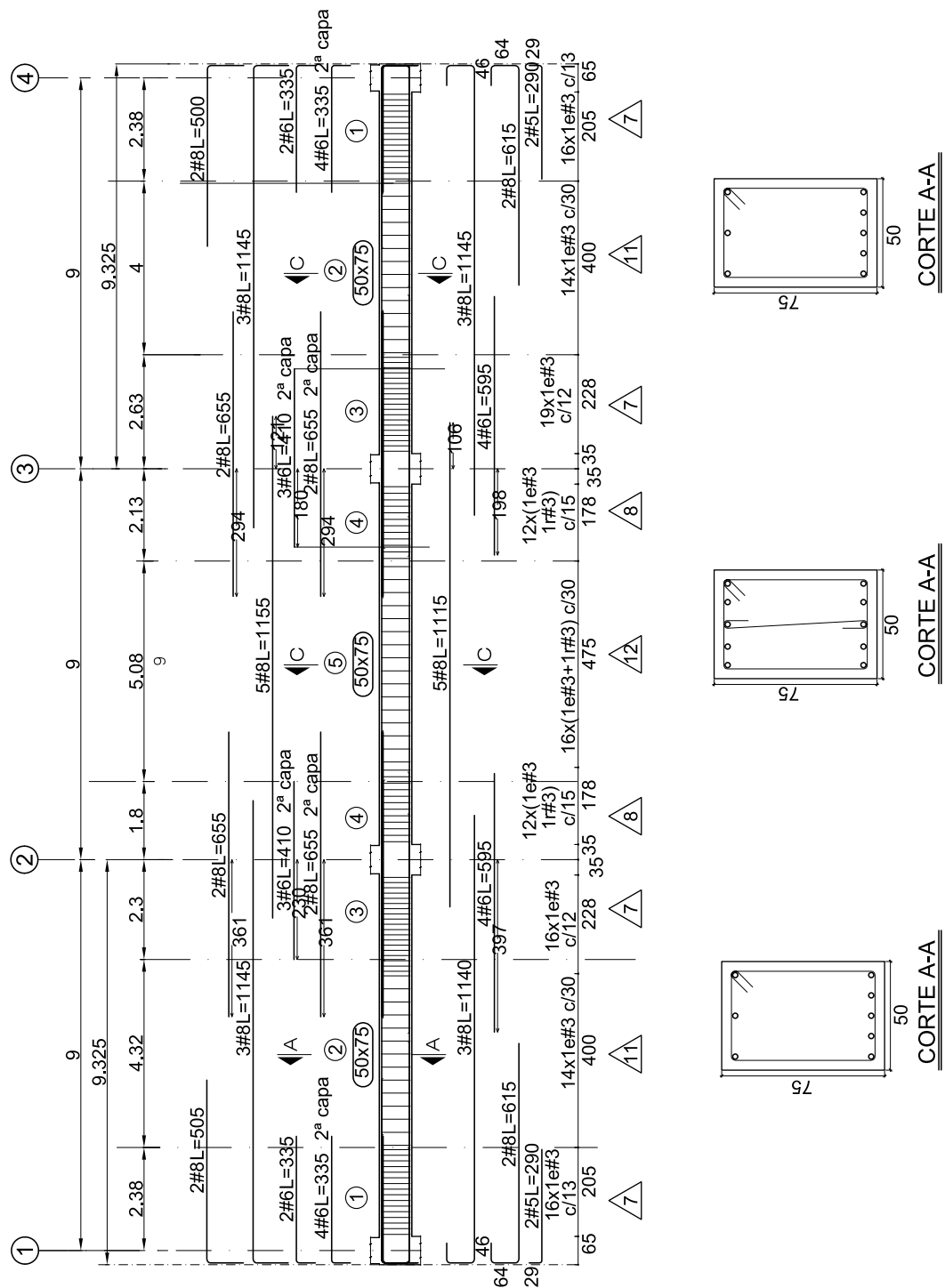
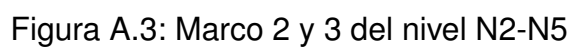


Figura A.2: Marco 1 y 4 del nivel N2-N5



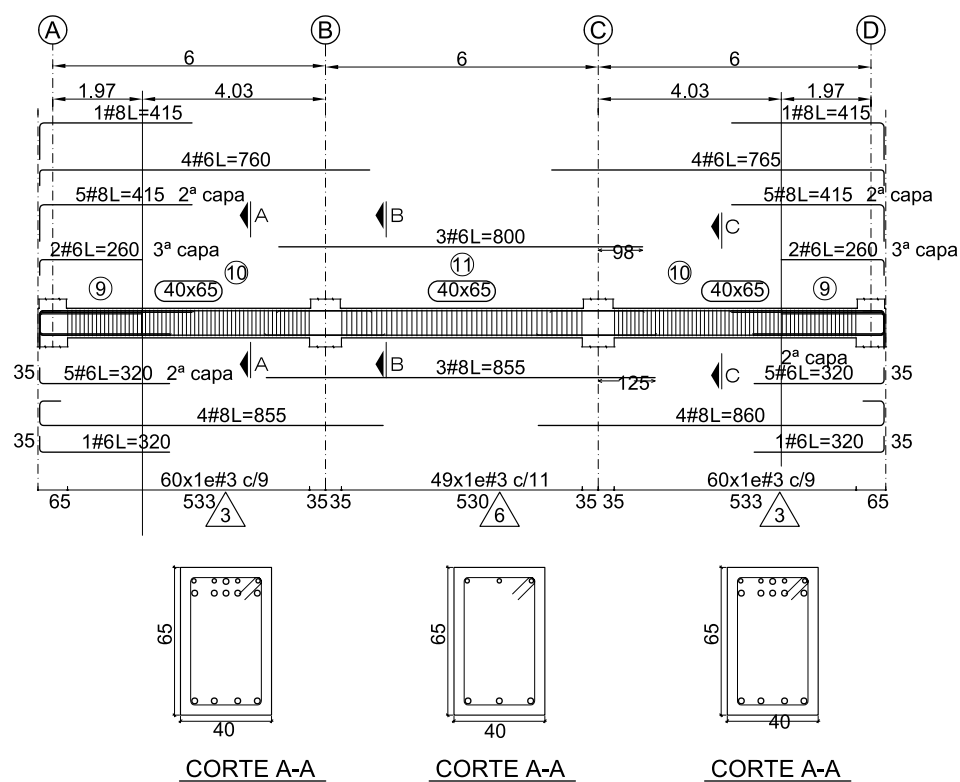


Figura A.4: Marco 5 y 8 del nivel N2-N5

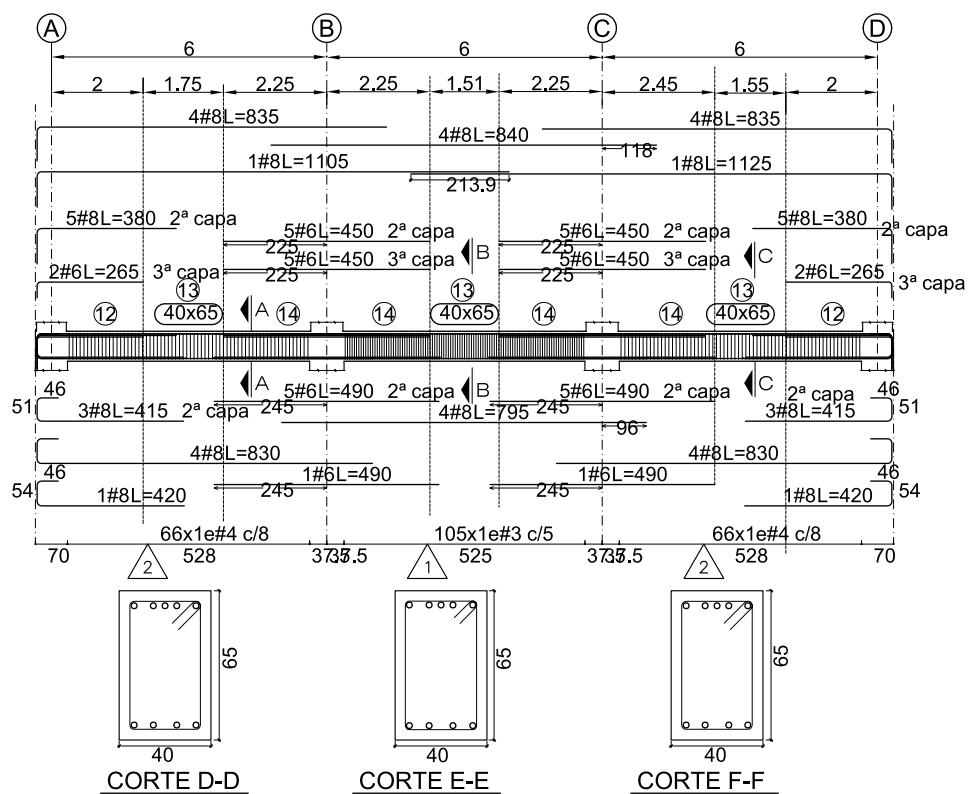


Figura A.5: Marco 6 y 7 del nivel N2-N5

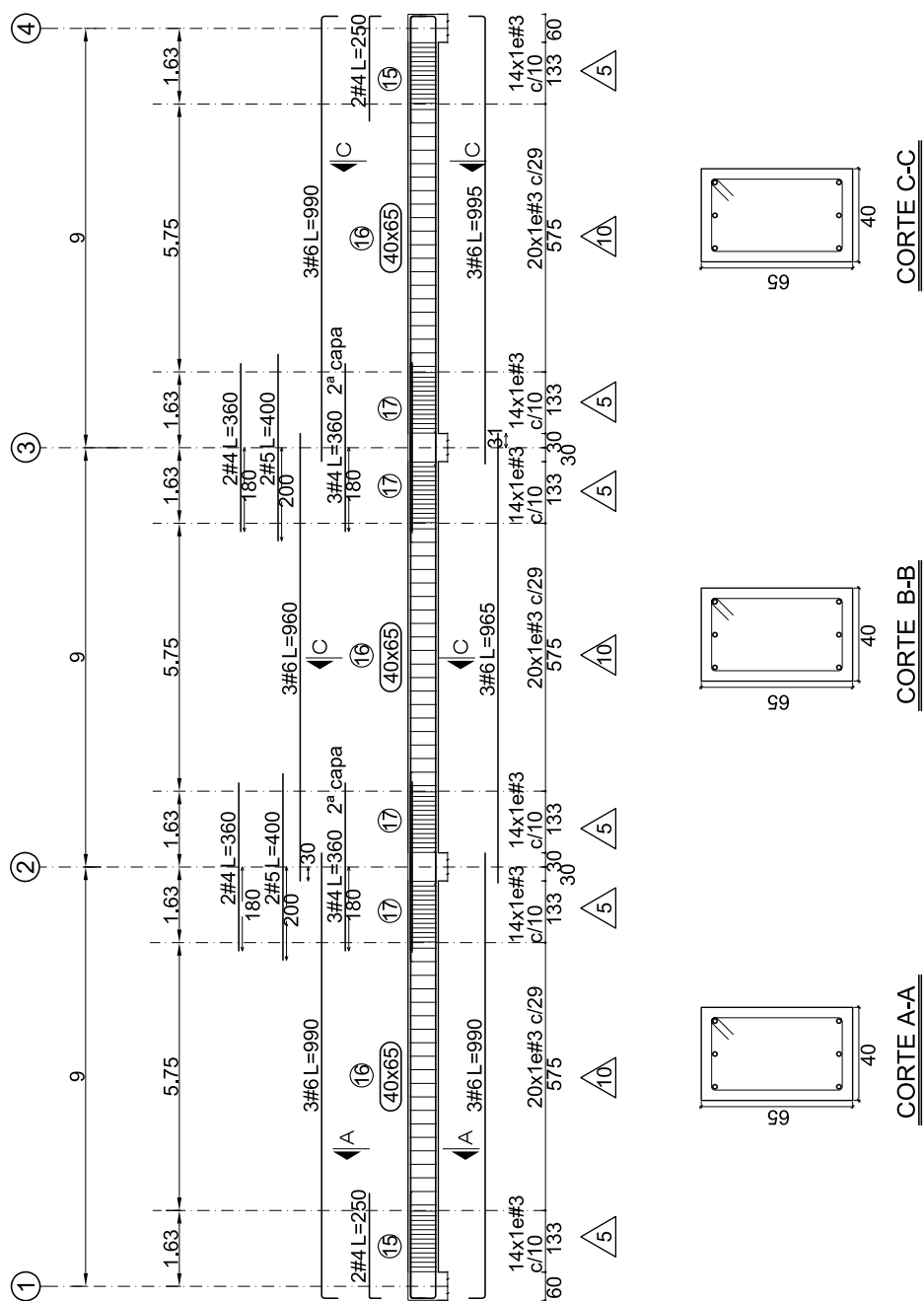


Figura A.6: Marco 1 y 4 de Azotea

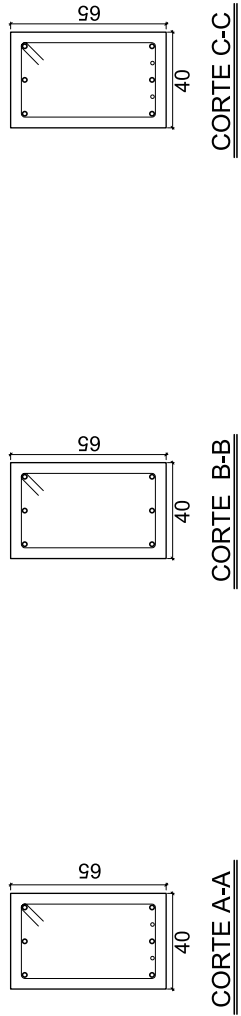


Figura A.7: Marco 2 y 3 de Azotea

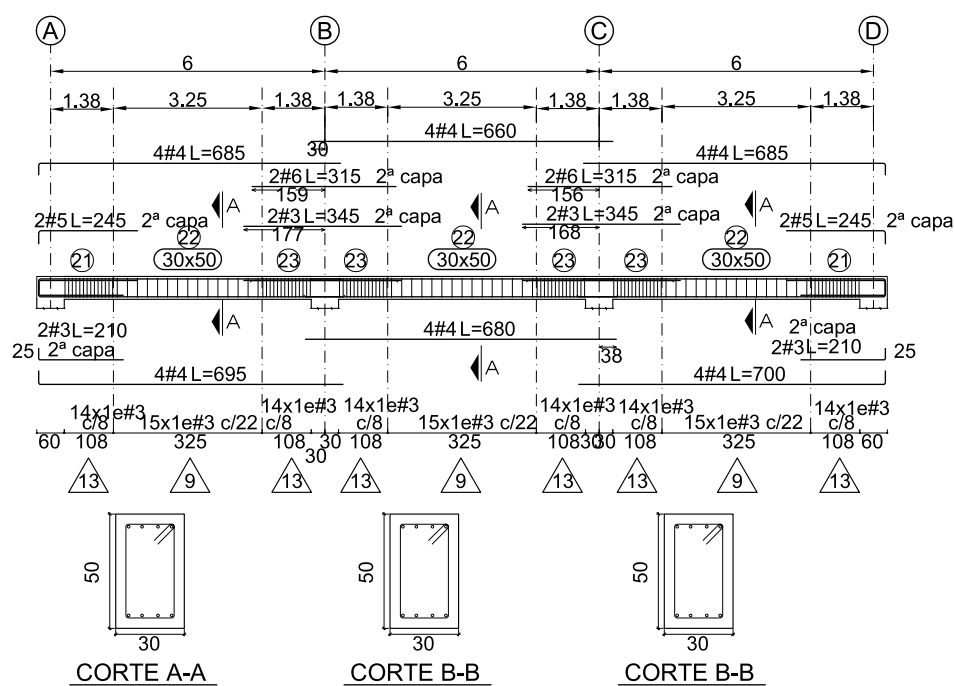


Figura A.8: Marco 5 y 8 de Azotea

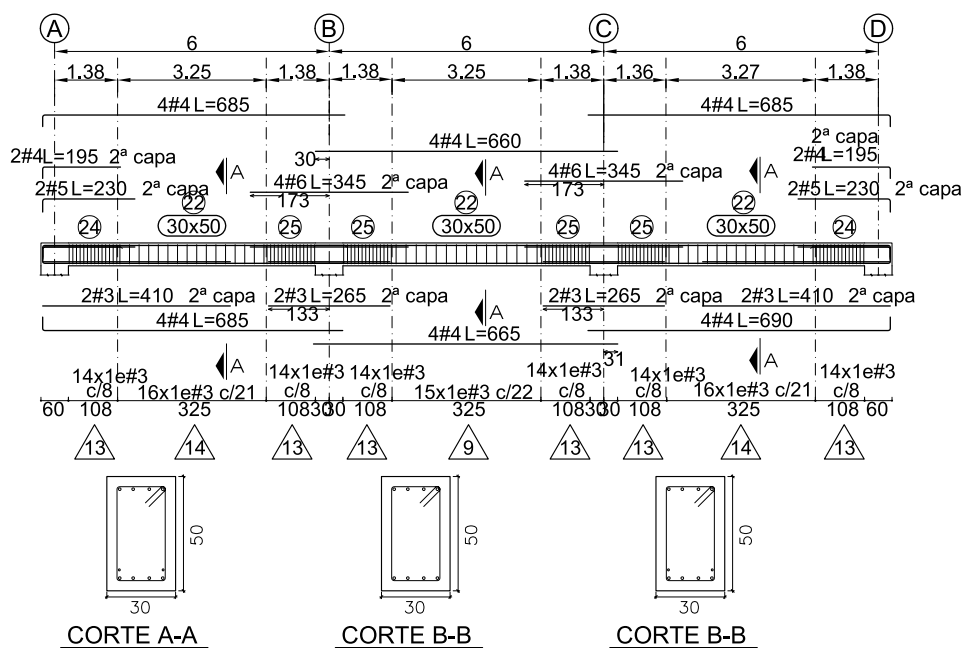


Figura A.9: Marco 6 y 7 de Azotea

A.3. Secciones de vigas

Las figuras A.10 a A.12 muestran las secciones que fueron utilizadas para generar los archivos para el programa SIB. El número corresponde con la numeración encerrada en círculo indicada a lo largo de las vigas.

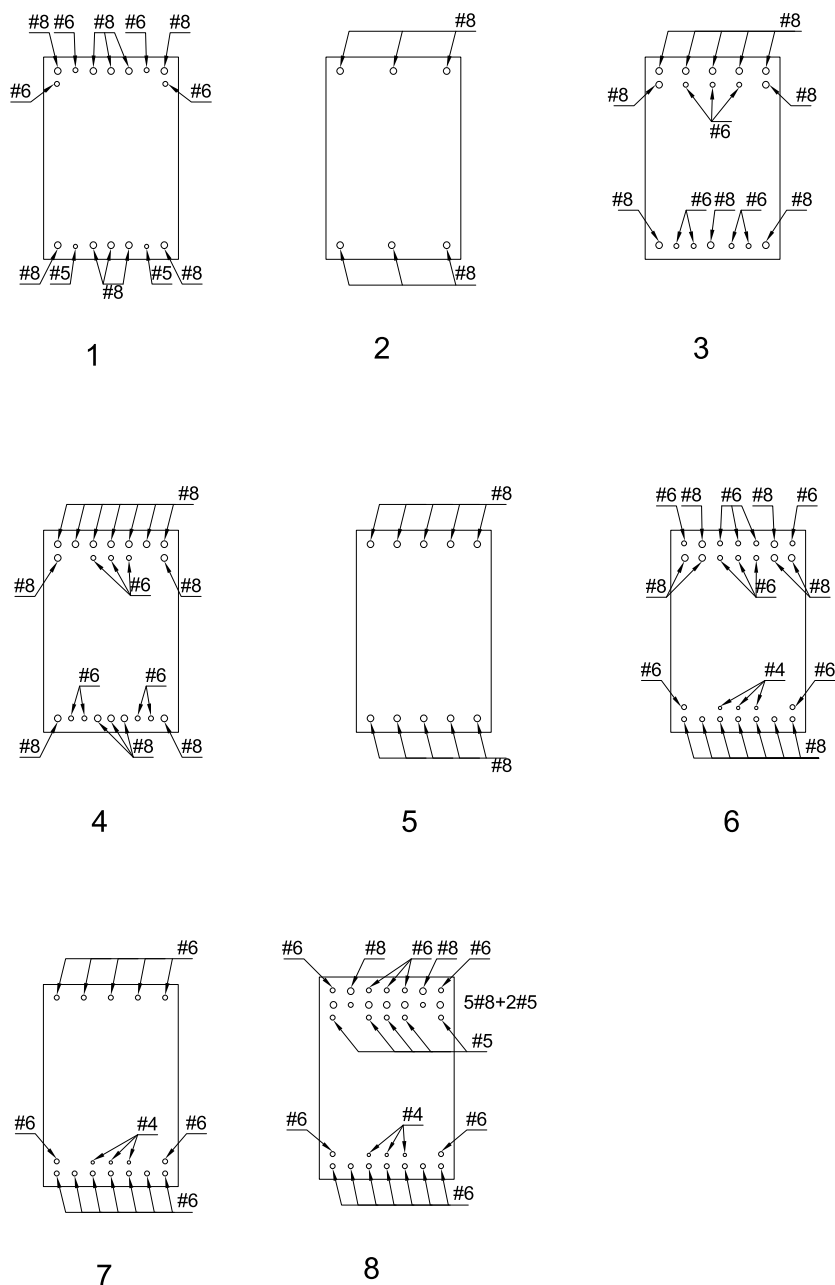


Figura A.10: Secciones de vigas que muestran los aceros longitudinales 1-8

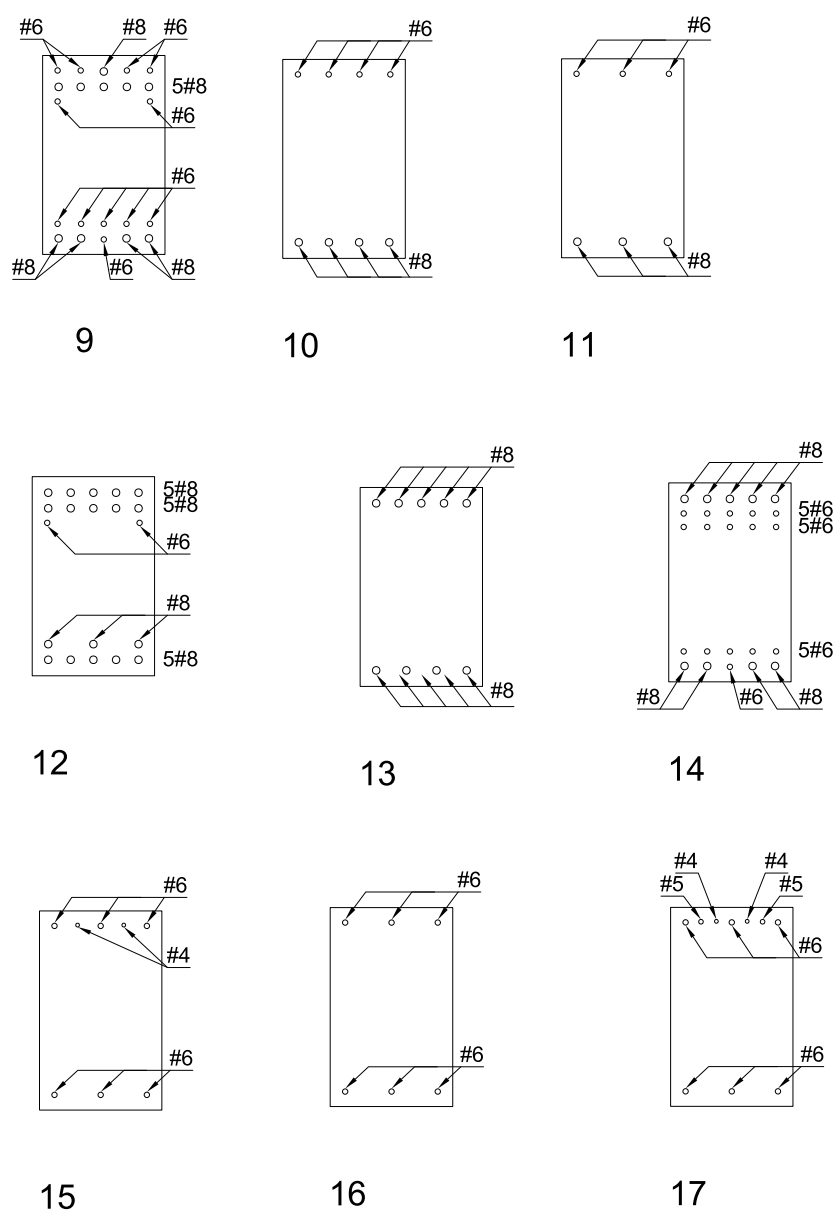
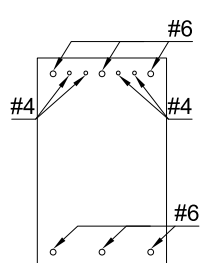


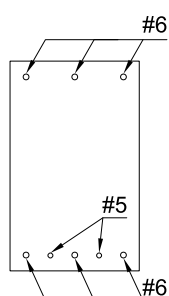
Figura A.11: Secciones de vigas que muestran los aceros longitudinales 9-17

A.4. Columnas

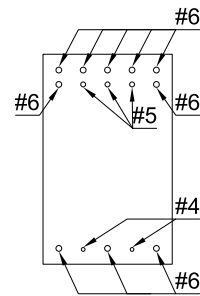
En las figuras A.13 y A.14 se muestran en tablas las secciones de todas las columnas del proyecto. En dichas tablas se incluye una nomenclatura de referencia para convertir la información a la necesidad del SIB: Los números en pentágono indican el número de sección, los que están en el cuadro indican el número de armado longitudinal y los que están en el círculo el tipo de estribo.



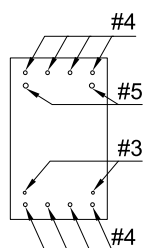
18



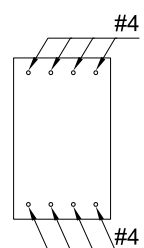
19



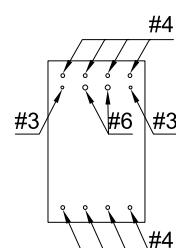
20



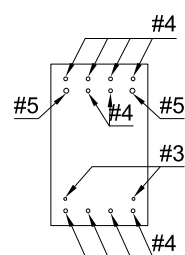
21



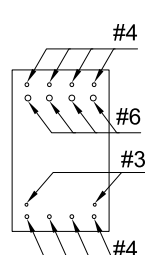
22



23



24



25

Figura A.12: Secciones de vigas que muestran los aceros longitudinales 18-25

TIPO DE ARMADO

LONGITUDINAL

Nivel N3

Nivel N2

NUMERACION DE SECCIÓN DE COLUMNA (DIMENSIONES)

TIPO DE ESTRIBO

Cimentación

5

4 16

3 17

3 6

2

#5

#8

#5

#5

#8

60

60

60

60

60

60

60

60

60

60

5

60

5

#5

#8

#5

#5

#8

65

65

65

65

65

65

65

65

65

65

6

65

6

#5

#8

#5

#5

#8

65

65

65

65

65

65

65

65

65

65

7

65

7

#5

#8

#5

#5

#8

70

70

70

70

70

70

70

70

70

70

8

70

8

Arm. Long.: 4#8+6#5

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
295 a 430	11	12
60 a 295	11	16
0 a 60	5	12

Arm. Long.: 4#8+16#5

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
290 a 430	12	12
65 a 290	15	16
0 a 65	6	12

Arm. Long.: 4#8+20#5

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
290 a 430	12	12
65 a 290	15	16
0 a 65	6	12

1

3 2

2 3

2 4

1

#6

#8

#6

#6

#8

65

65

65

65

65

65

65

65

65

65

1

65

1

#6

#8

#6

#6

#8

70

70

70

70

70

70

70

70

70

70

2

70

2

#6

#8

#6

#6

#8

70

70

70

70

70

70

70

70

70

70

3

70

3

#6

#8

#6

#6

#8

75

75

75

75

75

75

75

75

75

75

4

75

4

Arm. Long.: 4#8+20#6

Desplantes: 4#8+20#6

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
354 a 500	10	15
71 a 354	12	24
0 a 71	5	15

Arm. Long.: 24#8

Desplantes: 24#8

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
354 a 500	8	20
71 a 354	13	22
0 a 71	4	20

Arm. Long.: 4#8+28#6

Desplantes: 4#8+28#6

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
354 a 500	10	15
71 a 354	11	26
0 a 71	5	15

7

3 6

2 3

2 4

7

#7

#8

#7

#7

#8

28

28

28

28

28

28

28

28

28

28

7

28

7

#7

#8

#7

#7

#8

28

28

28

28

28

28

28

28

28

28

8

28

8

#7

#8

#7

#7

#8

28

28

28

28

28

28

28

28

28

28

9

28

9

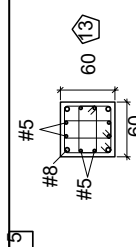
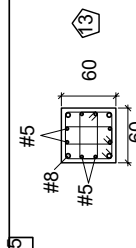
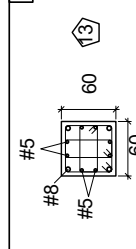
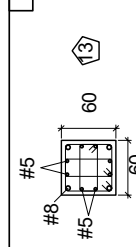
Arm. Long.: 28#8

Desplantes: 28#8

Estribos: #3

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
350 a 500	8	20
75 a 350	10	28
0 a 75	4	20

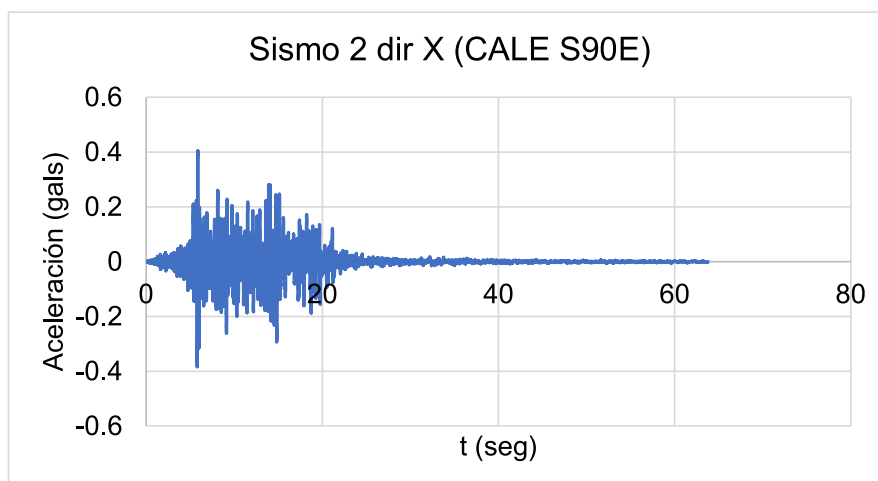
Figura A.13: Tabla de columnas (1/2)

C1=C4=C13=C16		C2=C3=C14=C15		C5=C8=C9=C12		C6=C7=C10=C11		Azotea
<div></div>		<div></div>		<div></div>		<div></div>		
Arm. Long.: 4#8+8#5 Estribos: #3		Arm. Long.: 4#8+8#5 Estribos: #3		Arm. Long.: 4#8+8#5 Estribos: #3		Arm. Long.: 4#8+8#5 Estribos: #3		
Intervalo (cm)		Intervalo (cm)		Intervalo (cm)		Intervalo (cm)		
Nº		Nº		Nº		Nº		
Separación (cm)		Separación (cm)		Separación (cm)		Separación (cm)		
304 a 430		304 a 430		304 a 430		304 a 430		
11		11		11		11		
12		12		12		12		
61 a 304		61 a 304		61 a 304		61 a 304		
10		10		10		10		
22		22		22		22		
8		8		8		8		
0 a 61		0 a 61		0 a 61		0 a 61		
5		5		5		5		
12		12		12		12		
1		1		1		1		
5		5		5		5		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1		1		1		
1		1						

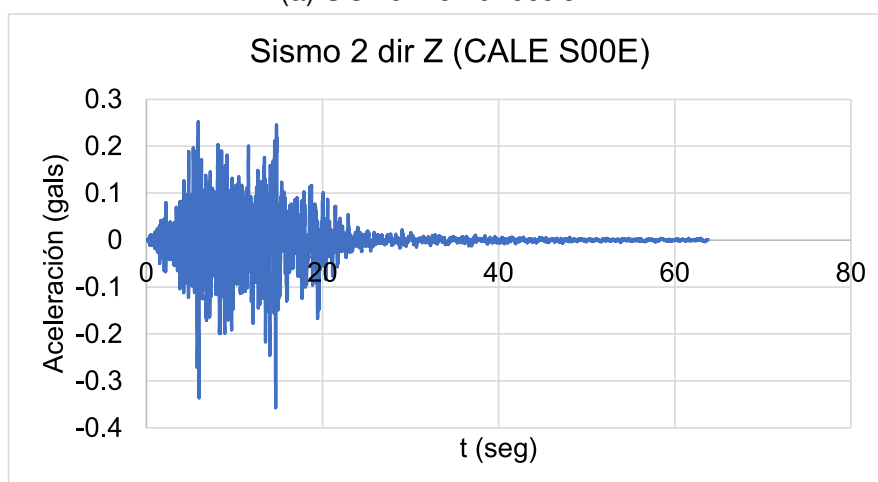
Anexo B

Gráficas de los acelerogramas complementarios

Las figuras B.1 a B.4 muestran las gráficas de 4 de los 5 sismos utilizados en este estudio.

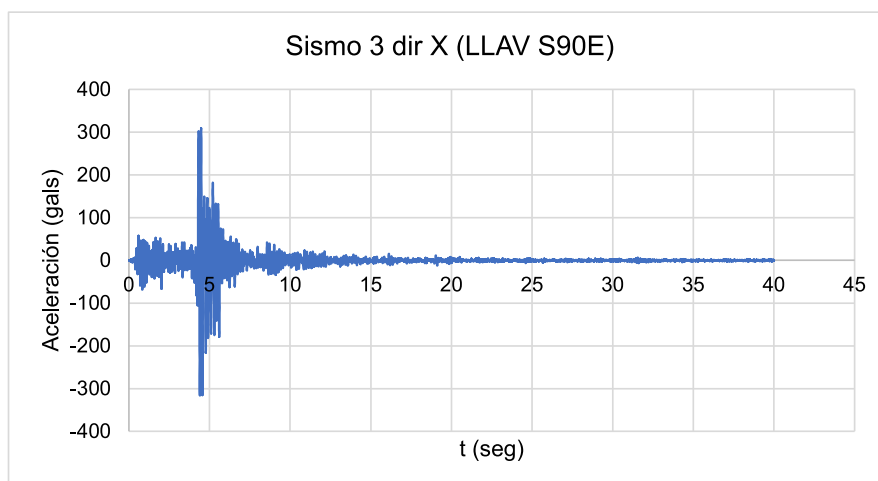


(a) Sismo 2 en dirección X

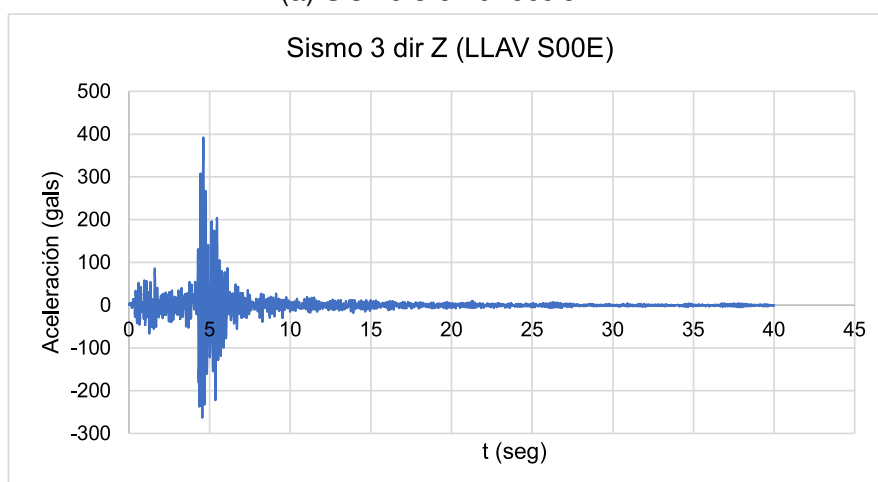


(b) Sismo 2 en dirección Z

Figura B.1: Acelerogramas del sismo CALE

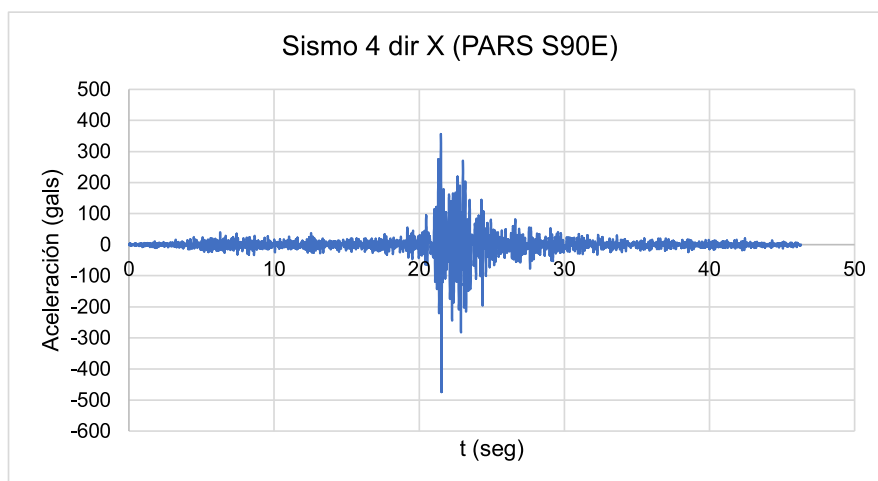


(a) Sismo 3 en dirección X

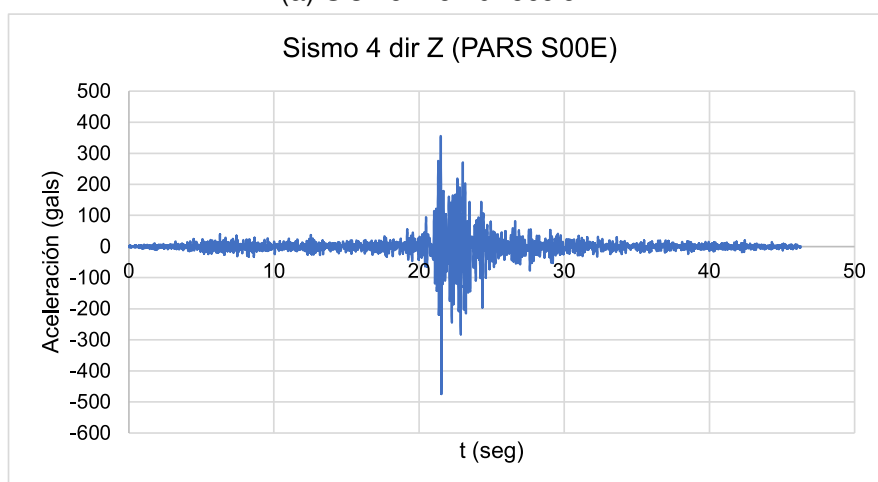


(b) Sismo 3 en dirección Z

Figura B.2: Acelerogramas del sismo LLAVE

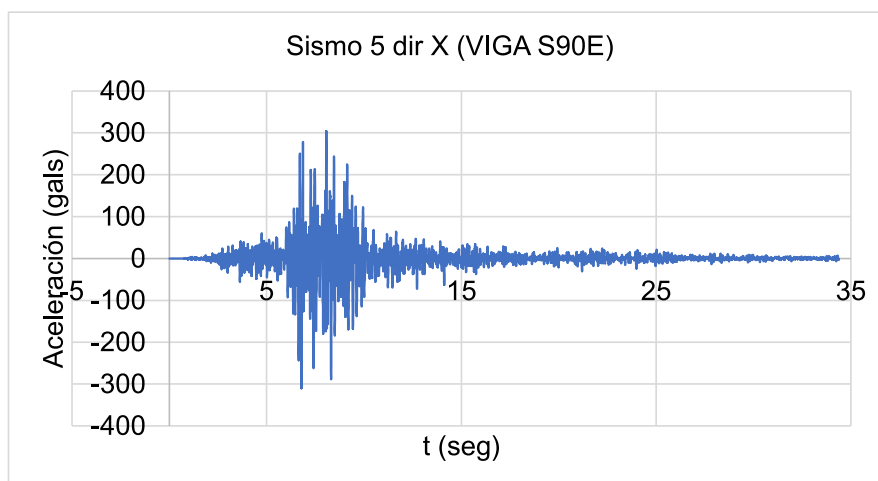


(a) Sismo 4 en dirección X

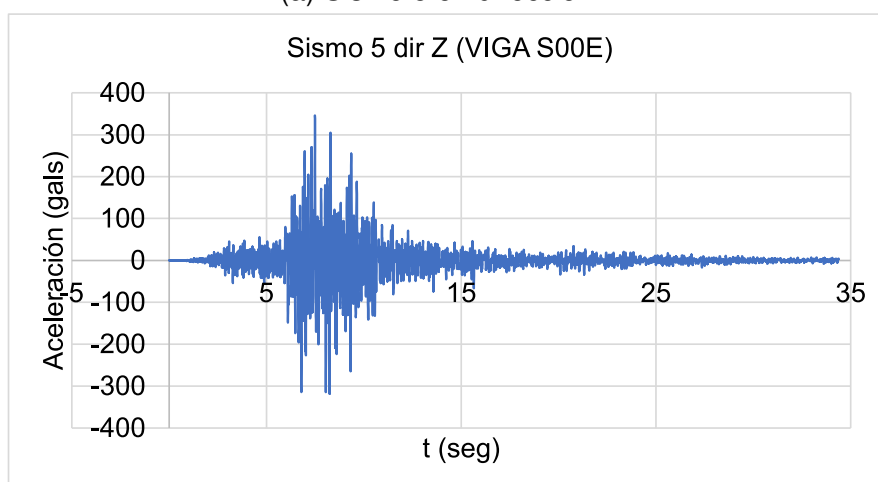


(b) Sismo 4 en dirección Z

Figura B.3: Acelerogramas del sismo PARS



(a) Sismo 5 en dirección X



(b) Sismo 5 en dirección Z

Figura B.4: Acelerogramas del sismo VIGA

Anexo C

Resultados del análisis de casos de estudio

C.1. Análisis sísmico no lineal

Las figuras C.1 a C.6 anexadas, muestran algunas gráficas del análisis sísmico no lineal. Se eligieron las generadas con el sismo usando un factor 1.0 y 3.0

C.2. Curvas del análisis estático no lineal (pushover)

Las figuras C.7 a C.14 anexadas, muestran las gráficas del análisis estático no lineal con muros ligados y desligados de la estructura.

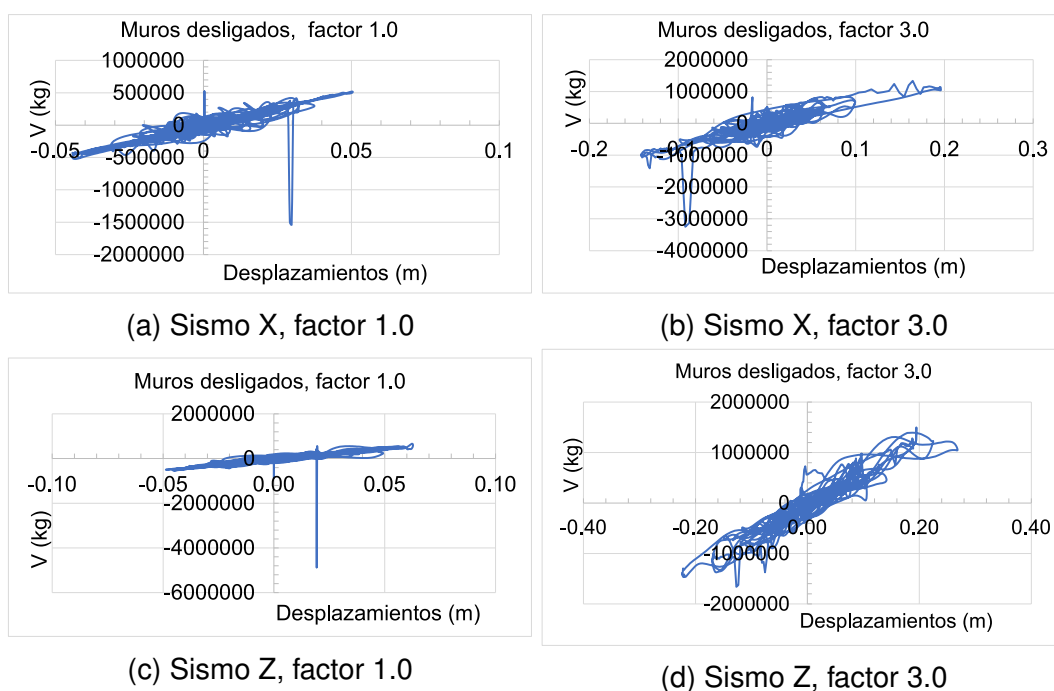


Figura C.1: Análisis sísmico de edif2, con propiedades simuladas y muros desligados

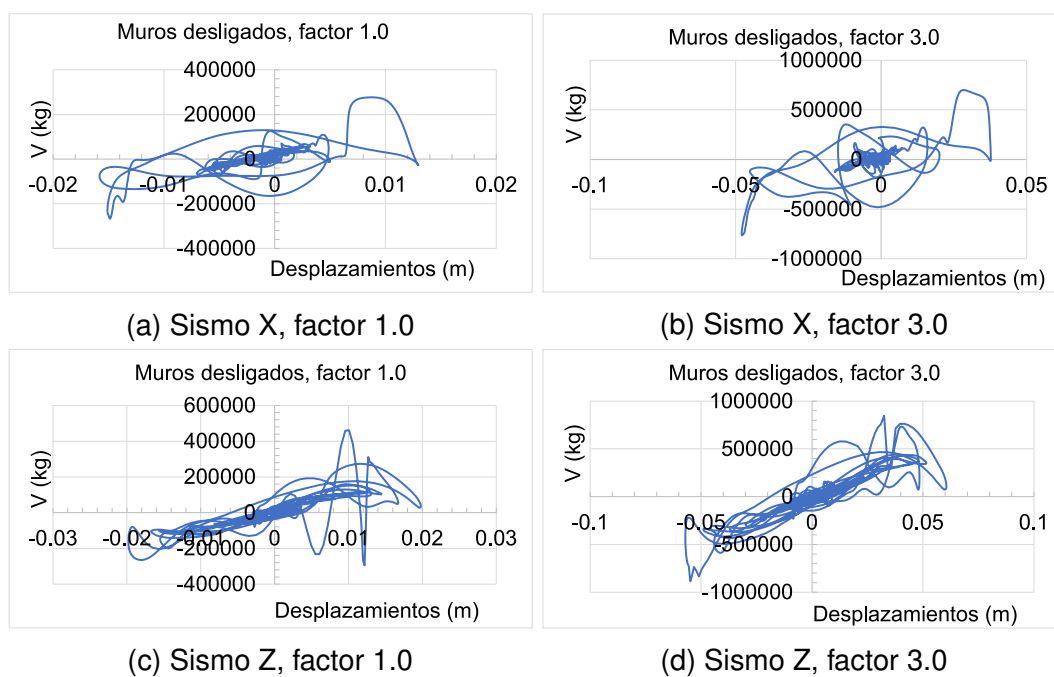


Figura C.2: Análisis sísmico de edif3, con propiedades simuladas y muros desligados.

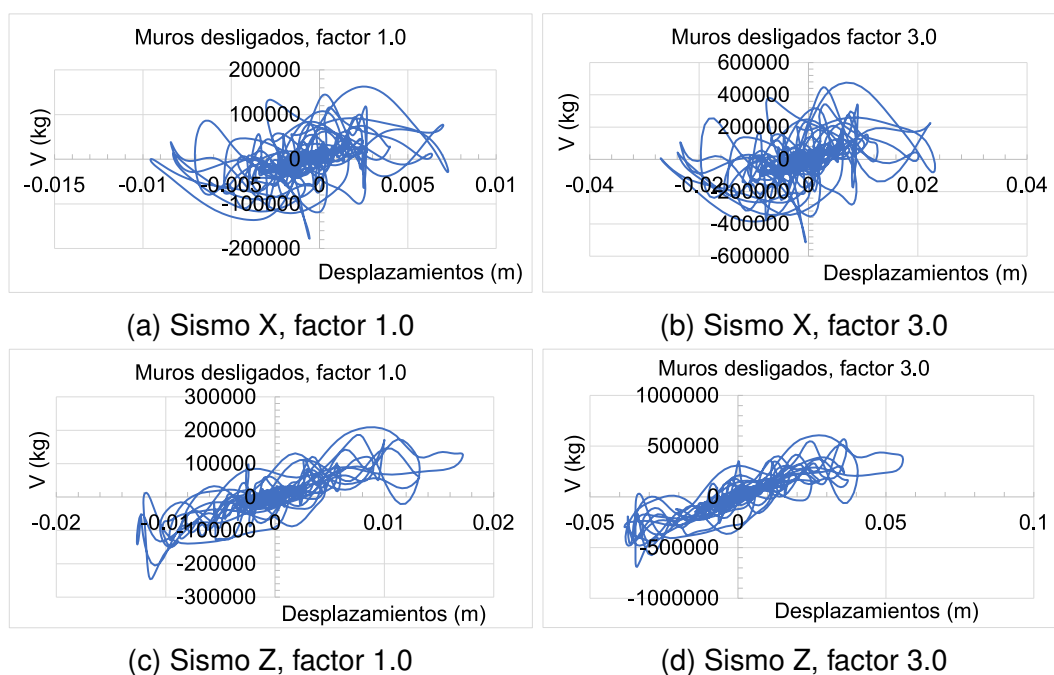


Figura C.3: Análisis sísmico de edif5, con propiedades simuladas y muros desligados.

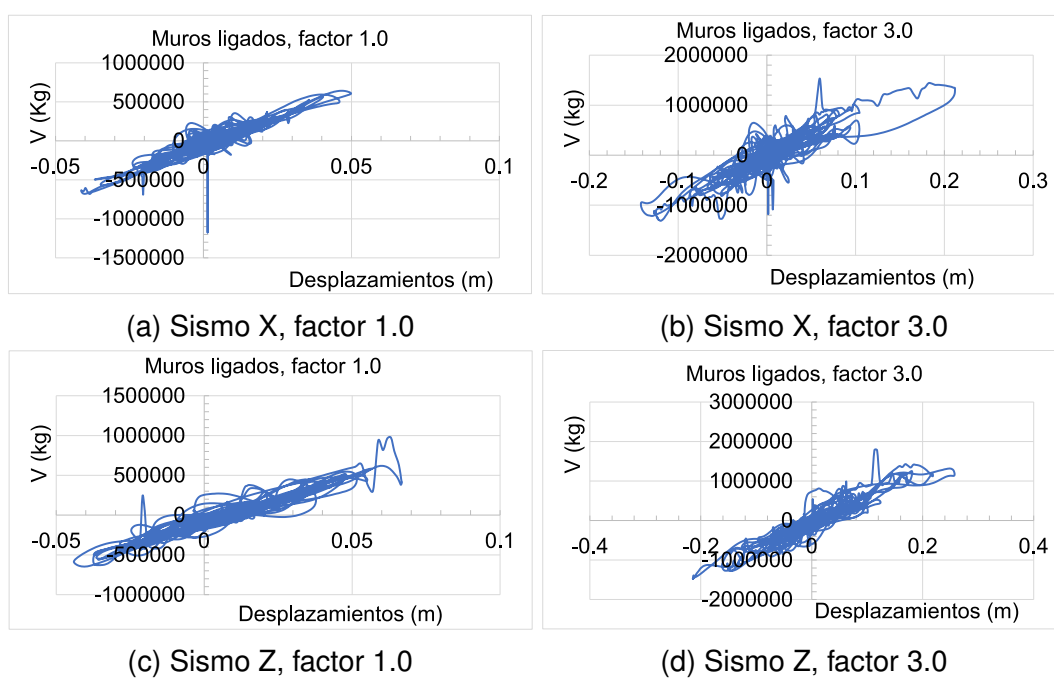


Figura C.4: Análisis sísmico de edif2, con propiedades simuladas y muros ligados.

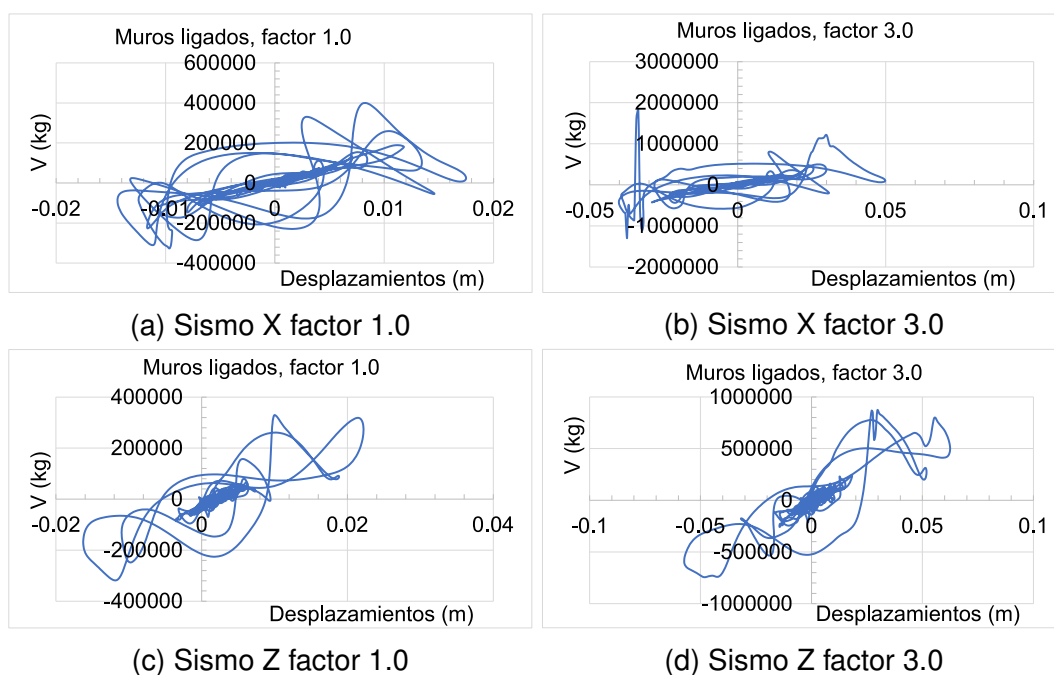


Figura C.5: Análisis sísmico de edif3, con propiedades simuladas y muros ligados.

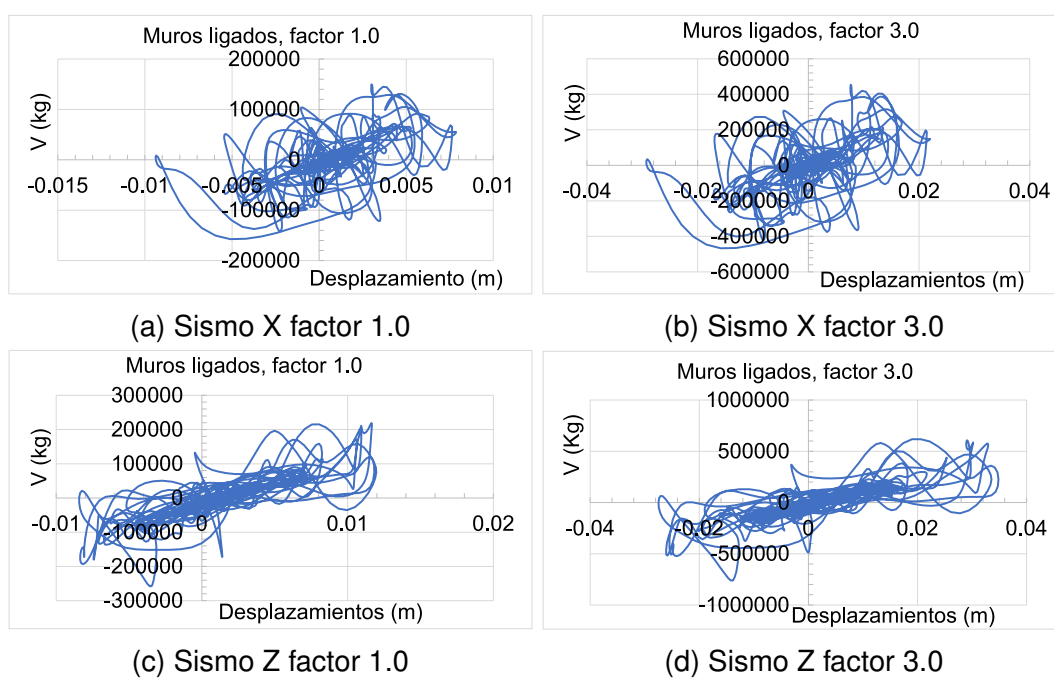


Figura C.6: Análisis sísmico de edif3, con propiedades simuladas y muros ligados.

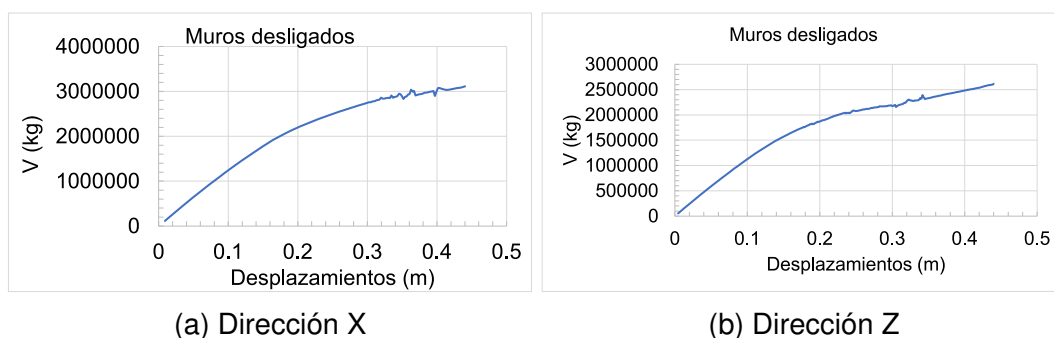


Figura C.7: Pushover, Edif2 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.

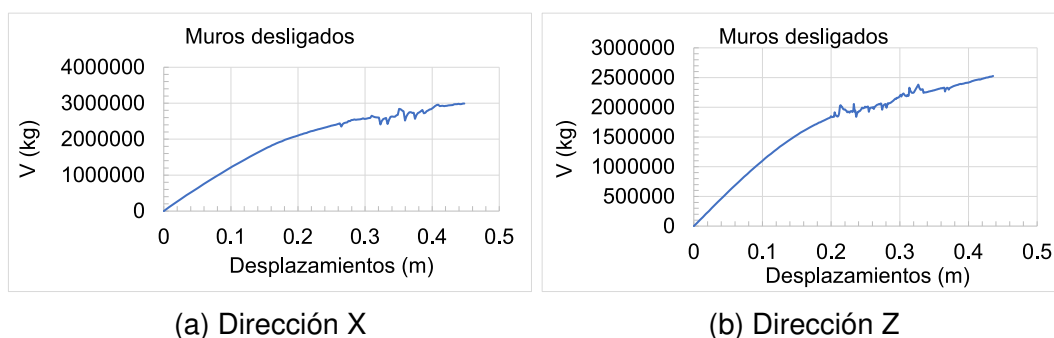


Figura C.8: Pushover, Edif3 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.

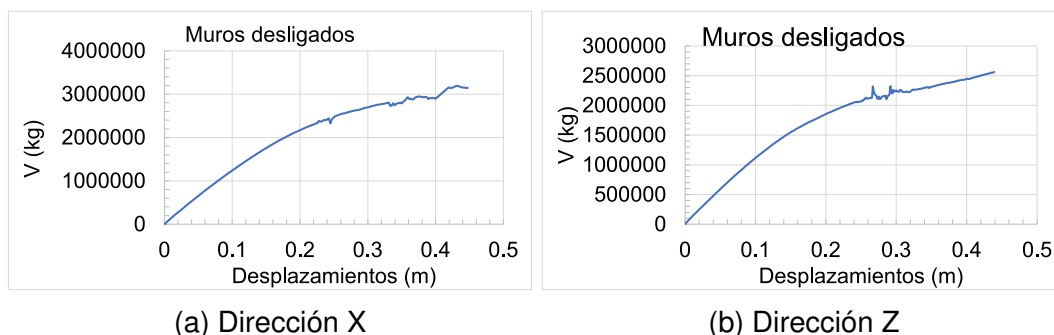


Figura C.9: Pushover, Edif4 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.

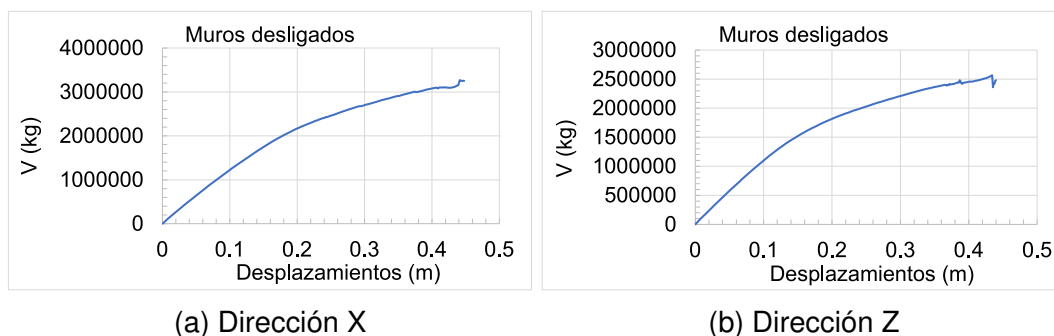


Figura C.10: Pushover, Edif5 de propiedades simuladas, con muros desligados de la estructura.

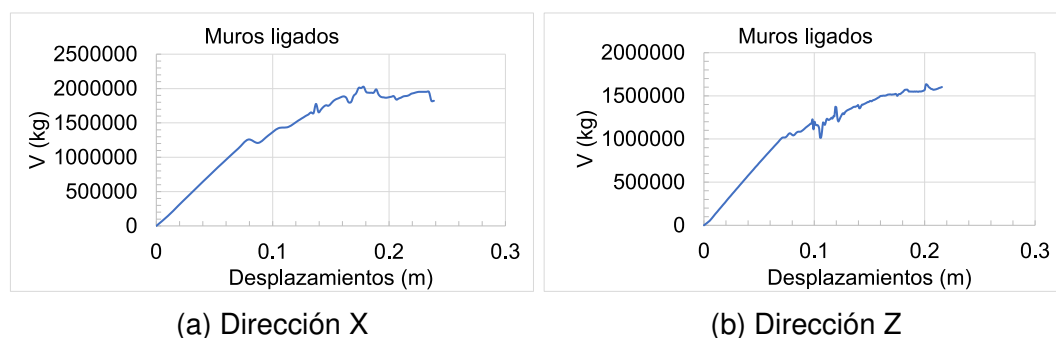


Figura C.11: Pushover, Edif2 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.

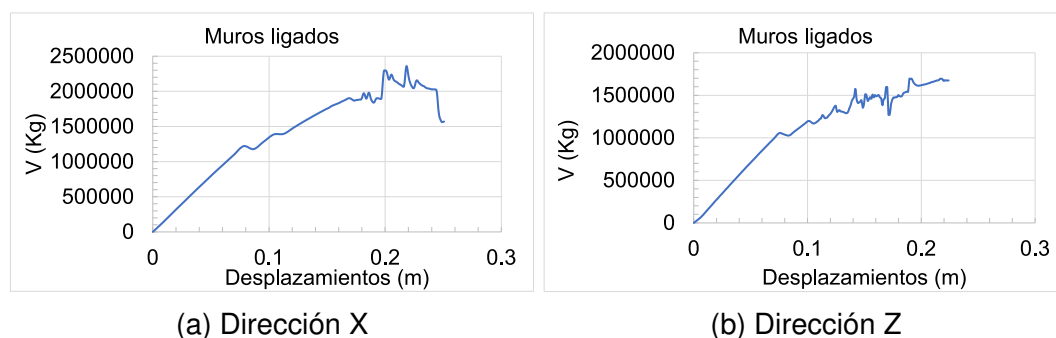


Figura C.12: Pushover, Edif3 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.

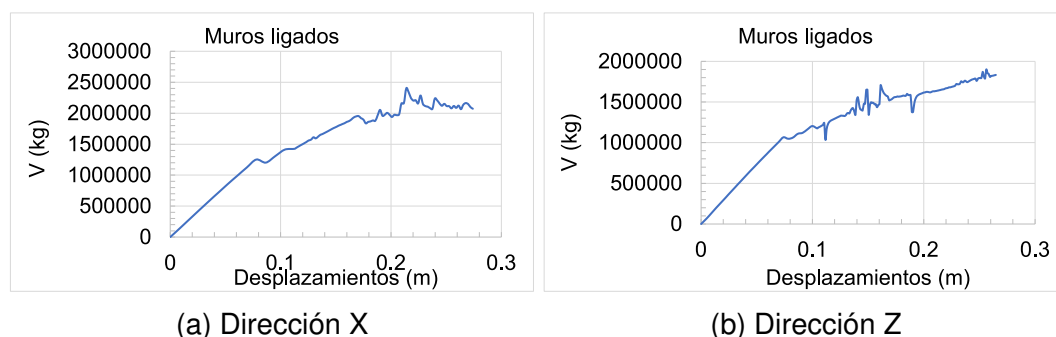


Figura C.13: Pushover, Edif4 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.

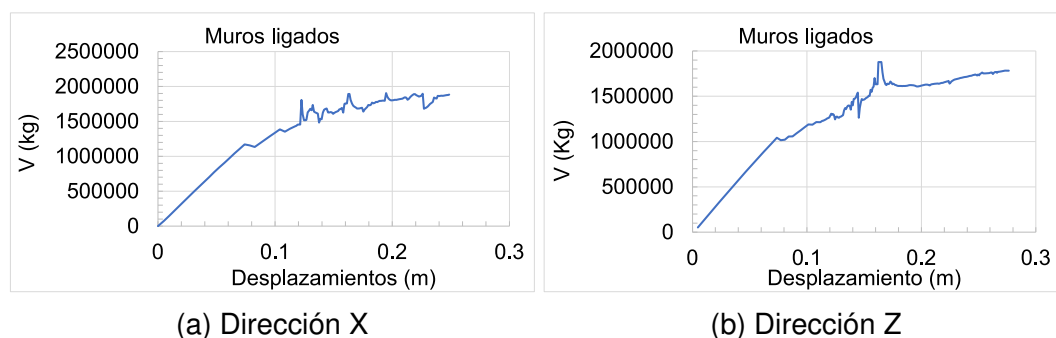


Figura C.14: Pushover, Edif5 de propiedades simuladas, con muros ligados a la estructura.

Anexo D

Metodología para hacer el análisis de confiabilidad

Para la elaboración del análisis de confiabilidad a continuación se describirá el proceso que se realizó, desde el planteamiento del edificio, análisis de las diferentes simulaciones del edificio con el programa OpenSees, hasta el análisis de confiabilidad. Es importante comentar que se puede enfrentar con diferentes tropiezos con el programa OpenSees debido a que los resultados obtenidos podrían no ser consistentes. Debido a la poca información o ejemplos disponibles de estudios similares este problema pudiera causar un retraso de mucho tiempo. Por esta razón se ha tomado la acción de describir el procedimiento detallado de cómo utilizar los modelos generados mediante el programa SIB en el OpenSees.

Cabe mencionar que debido a que la actividad desempeñada por el autor de ésta investigación se relaciona con el diseño de estructuras de edificios y cuenta con software comercial con licencias, utilizó para el diseño de la estructura del edificio el software Cypecad 3D.

D.1. Pasos completos para hacer Análisis de confiabilidad

A continuación, se presenta una lista de los pasos:

1. Elección del edificio
2. Planteamiento de cargas para el diseño
3. Diseño de la estructura
4. Simulación de la familia de estructuras
5. Análisis gravitacional
6. Analisis Modal de los edificios sin muros (con muros desligados)
7. Análisis sísmico no lineal de edificios sin muros
8. Análisis estático no lineal (pushover) de edificios sin muros
9. Análisis Modal de los edificios con muros (ligados)
10. Análisis sísmico no lineal de edificios con muros
11. Análisis estático no lineal (pushover) de edificios con muros
12. Análisis de resultados
13. Análisis de confiabilidad

1) Elección del edificio. La elección del edificio se hizo pensando en que tuviese características a edificios que comercialmente sean atractivos, por sus claros. También se pensó en que tuviese una forma rectangular, fuera un edificio que tuviera un periodo de vibrar corto para que se notara los efectos de los sismos que ocurren en la zona de Guerrero, donde además se considera un tipo de suelo duro. Por esta razón se decidió que el edificio sea de 5 niveles.

2) Planteamiento de cargas. Como en todo diseño las cargas se definen en función del uso del edificio, y en éste caso se decidió que fuera para oficinas. En función de esto se definieron las cargas muertas y vivas que se utilizaran para el diseño o dimensionamiento de los elementos estructurales. Para el diseño por sismo, se tomó el espectro del manual de obras civiles para sismo de CFE.

3) Diseño de la estructura. Mediante el uso del software se procedió a elaborar el modelo del edificio, se introduce la geometría unas dimensiones propuestas, las cargas muertas y vivas y el espectro del sismo. Se hace la corrida y propone armados para vigas y columnas y las revisa, si las dimensiones son adecuadas se deja así, si no, se cambian las dimensiones y se vuelve a correr. La determinación de las fuerzas sísmicas lo hace mediante el análisis modal espectral. El resultado final son archivos en dwg con los detalles del armado de cada elemento estructural.

4) Simulación de la familia de estructuras. Con la información obtenida en el diseño de la estructura, se procede a preparar la información necesaria para elaborar la muestra de estructuras del edificio mediante el programa SIB. Estos archivos fueron tomados de un trabajo anterior, por lo que solo se modificaron. A continuación, se presenta una lista de los archivos txt modificados con un editor de texto (en éste caso se utilizó: Notepad++).

MOD1BC.txt

MOD1OSP.txt

MOD1PC.txt

MOD1PG.txt

MOD1SS.txt

Estos archivos actualmente están preparados para estructuras con 3 claros en ambos sentidos y 5 niveles.

5) Análisis Gravitacional. Para hacer el análisis gravitacional de un solo edificio (para fines diversos como obtener las masas de cada piso), solo se necesita los archivos indicados en la tabla D.1, o si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada uno de los edificios se deben copiar estos archivos a cada una. Es decir, se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo edificio únicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se requiera analizar.

Tabla D.1: Archivos necesarios para análisis gravitacional con muros desligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 1 para el edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que diga eso, se repite 5 veces en todo el archivo.
mwall.tcl	Este archivo no tiene programación. Se coloca para que puede correr y no marque error.

6) Análisis Modal de los edificios sin muros (con muros desligados). Esto es la determinación de los modos y periodos de vibrar de la estructura en dirección X y Z. Se necesitan los archivos indicados en la tabla D.2, también si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada edificio se deben incluir estos archivos en cada una. Se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo edificio

unicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se requiera analizar.

Tabla D.2: Archivos necesarios para análisis modal con muros desligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 2 para la dirección X y 3 para la dirección Z del edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que diga eso, se repite 5 veces en todo el archivo.
mwall.tcl	Este archivo no tiene programación. Se coloca para que puede correr y no marque error.

7)Análisis Sísmico no lineal de los edificios sin muros. Es el análisis sísmico no lineal paso a paso para determinar la respuesta de la estructura en dirección X y Z. Se necesitan los archivos indicados en la tabla D.3, también si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada edificio se deben incluir estos archivos en cada una. Se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo edificio unicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se requiera analizar. Los archivos txt de los sismos contienen en la primera línea el número de muestras y en la segunda línea el intervalo de tiempo del muestreo, del registro

8) Análisis estatico no lineal (pushover) de los edificios sin muros Es el análisis estático no lineal para determinar la capacidad de la estructura

Tabla D.3: Archivos necesarios para análisis sísmico con muros desligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 7 para la dirección X y 8 para la dirección Z del edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que diga eso, Se repite 5 veces en todo el archivo.
mwall.tcl	Este archivo no tiene programación. Se coloca para que puede correr y no marque error.
SXEDIF1.txt	Es el archivo de aceleraciones normalizadas con la gravedad del sismo elegido en la dirección X. Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
SZEDIF1.txt	Es el archivo de aceleraciones normalizadas con la gravedad del sismo elegido en la dirección X. Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.

en dirección X y Z. Se necesitan los archivos indicados en la tabla D.4, también si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada edificio se deben incluir estos archivos encada una. Se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo edificio únicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se quiera analizar.

9) Análisis Modal de los edificios con muros (ligados) Esto es la determi-

Tabla D.4: Archivos necesarios para análisis pushover con muros desligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 10 para la dirección X y 11 para la dirección Z del edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que diga eso, Se repite 5 veces en todo el archivo.
mwall.tcl	Este archivo no tiene programación. Se coloca para que puede correr y no marque error.

nación de los modos y periodos de vibrar de la estructura en dirección X y Z. Se necesitan los archivos indicados en la tabla D.5, también si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada edificio se deben incluir estos archivos en cada una. Se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo edificio únicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se requiera analizar.

10) Análisis Sísmico no lineal de los edificios con muros Es el análisis sísmico no lineal paso a paso para determinar la respuesta de la estructura en dirección X y Z. Se necesitan los archivos indicados en la tabla D.6, también si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada edificio se deben incluir estos archivos en cada una. Se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo edificio únicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se requiera analizar. Los archivos txt de los sismos contienen en la

Tabla D.5: Archivos necesarios para análisis modal con muros ligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 2 para la dirección X y 3 para la dirección Z del edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que la terminación sea el número del edificio que se quiera analizar. Se repite 5 veces en todo el archivo.
mwall1.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
Dispwallx1-cg1 Dispwallx2-cg1 Dispwallx3-cg1 Dispwallx4-cg1 Dispwallz1-cg1 Dispwallz2-cg1 Dispwallz3-cg1 Dispwallz4-cg1	Deben estar dentro de la carpeta denominada INFMW y son necesarios para los puntales. Estos archivos son para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo cg\$ subsecuente.

primera línea el número de muestras y en la segunda línea el intervalo de tiempo del muestreo, del registro.

11) Análisis estático no lineal (pushover) de edificios con muros ligados

Es el análisis estático no lineal para determinar la capacidad de la estructura en dirección X y Z. Se necesitan los archivos indicados en la tabla D.7, también si se quiere hacer el análisis en computadoras diferentes cada edificio se deben incluir estos archivos encada una. Se pueden colocar todos los archivos de los 5 edificios, pero si solo se activa un solo

Tabla D.6: Archivos necesarios para análisis sísmico con muros ligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 7 para la dirección X y 8 para la dirección Z del edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que la terminación sea el número del edificio que se quiera analizar. Se repite 5 veces en todo el archivo.
SXEDIF1.txt	Es el archivo de aceleraciones normalizadas con la gravedad del sismo elegido en la dirección X. Para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
SZEDIF1.txt	Es el archivo de aceleraciones normalizadas con la gravedad del sismo elegido en la dirección X. Para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
mwall1.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
Dispwallx1-cg1 Dispwallx2-cg1 Dispwallx3-cg1 Dispwallx4-cg1 Dispwallz1-cg1 Dispwallz2-cg1 Dispwallz3-cg1 Dispwallz4-cg1	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. Deben estar dentro de la carpeta denominada INFMW y son necesarios para los puntales. Estos archivos son para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo cg\$ subsecuente.

edificio únicamente utilizará los archivos con el número correspondiente al que se requiera analizar.

Tabla D.7: Archivos necesarios para análisis pushover con muros ligados

Archivos	Observaciones
Edifsim.tcl	Debe activar el caso de análisis 7 para la dirección X y 8 para la dirección Z del edificio que se quiera analizar. Se debe escribir un número entero 1 sin decimales. Esto se cambiará para los otros edificios.
EDIOSMOD0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
EDIOSMODP0001.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. En las líneas donde se escriba mwall.tcl, debe asegurar que la terminación sea el número del edificio que se quiera analizar. Se repite 5 veces en todo el archivo.
mwall1.tcl	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente.
Dispwallx1-cg1 Dispwallx2-cg1 Dispwallx3-cg1 Dispwallx4-cg1 Dispwallz1-cg1 Dispwallz2-cg1 Dispwallz3-cg1 Dispwallz4-cg1	Este archivo es para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo subsecuente. Deben estar dentro de la carpeta denominada INFMW y son necesarios para los puntales. Estos archivos son para el edificio 1, para el análisis de los subsecuentes edificios se requieren los archivos con el número consecutivo cg\$ subsecuente.

12) Análisis de resultados Es conveniente concentrar todos los resultados obtenidos de los análisis, para hacer el procesamiento de toda la información. Es necesario que en base a la información obtenida del análisis gravitacional, se calculen las aceleraciones espectrales ya que se necesitarán para el análisis de confiabilidad.

13) Análisis de confiabilidad Con la información concentrada se pueden hacer los cálculos estadísticos para obtener los pares ordenados de Q y Z para construir las curvas de confiabilidad para los diferentes casos de estudio en las dos direcciones de análisis.

D.2. Contenido de archivos de SIB

MOD1BC.txt En el archivo MOD1BC.txt, se introducen las coordenadas de los nodos, cantidad de entrepisos, las alturas de los entrepisos, así como la interconexión de los elementos. Debido a que el edificio de ésta investigación tiene características similares al que está en el archivo original, solo se modificaron las dimensiones y alturas. En la figura D.1 se muestra la numeración que se siguió para la introducción de la información de nodos y elementos.

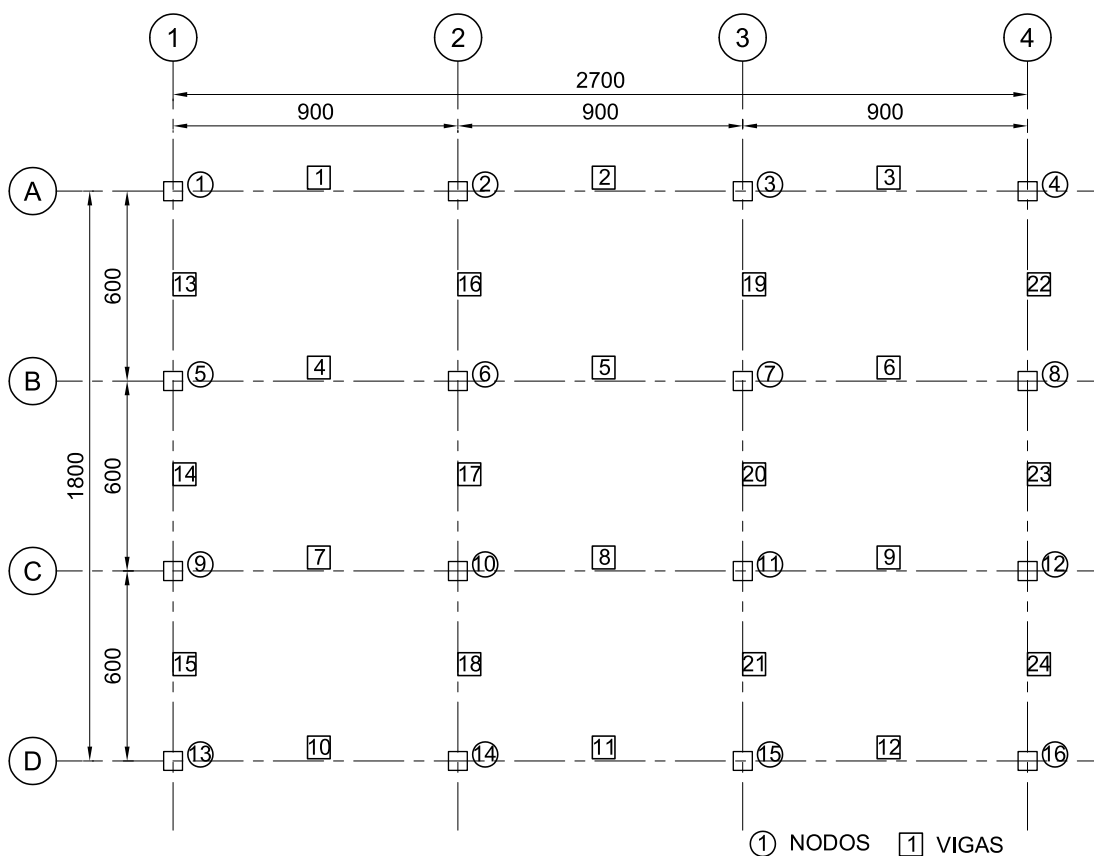


Figura D.1: Orden de numeración de Nodos y Elementos que deben usarse en el SIB

MOD1OSP.txt En el archivo MOD1OSP.txt se modifican los vectores de fuerzas para el pushover.

MOD1PC.txt En el archivo MOD1PC.txt, se modifica el valor medio de la carga muerta. Este se determinó en función del espesor de la losa, dimensiones de vigas y dimensiones de columnas. Cabe aclarar que se hizo una calibración con los valores de la carga que resultan del modelo usado en el diseño.

MOD1PG.txt En el archivo MOD1PG.txt, se modifican: Secciones de columnas, Secciones de vigas, Arreglo de estribos para columnas, Arreglo de estribos para vigas, Tipos de acero longitudinal para columnas, Tipos de acero longitudinal para vigas, Conjunto de propiedades para las columnas, Conjunto de propiedades para las vigas

MOD1SS.txt En el archivo MOD1SS.txt no se modificó nada ya que contiene parámetros estadísticos para generar la simulación de las diferentes estructuras.

Es conveniente hacer las siguientes observaciones: previo a proceder con correr el programa SIB (siestru) se debe crear un disco virtual con el software Oracle VM virtualbox para el sistema Windows XP. La razón de esto es porque el programa SIB fue creado con el programa Compaq Visual Fortran 6 que solo puede correr en este ambiente, y no hay actualizaciones a versiones actuales de windows. Se debe elegir el disco virtual que fue proporcionado en la información (por Edwin Martínez) ya que en este viene cargado el programa. El programa OpenSees, en cambio, puede correr en versiones actuales de Windows, por lo cual no es necesario correrlo en el disco virtual.

D.2.1. Pasos para correr el modelo en el programa SIB

Los pasos que se deberán seguir para correr el programa SIB son:

- 1. Abrir el disco virtual** Ejecutar el programa Oracle Vm Virtualbox.
- 2. Generar una carpeta de trabajo en el disco virtual** En esta carpeta deberán incluirse todos los archivos del fortran (18 archivos), los 5 archivos de entrada con extensión txt (MOD1OSP , MOD1BC, MOD1PC, MOD1PG, MOD1SS), además de un archivo que se llama ENTRADA, 3 archivos con extensión tcl (ise, mwall, readSMDfile), y los archivos de compilación (SIESTRU.dsp, SIESTRU.dsw y la carpeta Debug)
- 3. Correr el programa Developer Studio y aparecerá la ventana de trabajo.**

Ejecutar comando open >

en opción tipo elegir: workspaces (.dsp, .mdp)

seleccionar SIESTRU.dsw

Seleccionar en la barra de comandos superior el comando Build(F7) y se espera hasta que termine. Por lo general este comando solo se debe ejecutar una vez y posteriormente solo utilizar el comando GO(F5).

Ejecutar el comando GO(F5), de la barra de comandos superior y se espera hasta que termine. Cuando pregunte si desea hacer la construcción puede elegir NO. Este comando es el que ejecuta el programa SIB, y deberá generar los archivos con extensión .tcl, mencionados anteriormente. Terminar y cerrar programa.

Si no se generan los archivos .tcl es muy probable que existan errores en los archivos de entrada de extensión txt.

D.3. Proceso de corrida de modelo.

Para correr todo un proyecto se hará en 2 etapas:

D.3.1. Etapa 1

En la etapa uno se correrá el proyecto en el programa SIB, como ya se mencionó, en el disco virtual. El objetivo es obtener los archivos con extensión tcl para después utilizarlos en el programa OpenSees. Los archivos que se obtendrán dependen del número de edificios que se modelaran. A continuación, se presentan los archivos para un proyecto con 5 edificios:

Edifsim.tcl

EDIOSMOD001.tcl

EDIOSMOD002.tcl

EDIOSMOD003.tcl

EDIOSMOD004.tcl

EDIOSMOD005.tcl

EDIOSMODP001.tcl

EDIOSMODP002.tcl

EDIOSMODP003.tcl

EDIOSMODP004.tcl

EDIOSMODP005.tcl

A continuación, se enlistan unos comentarios generales de los archivos que genera el programa SIB.

- **El Archivo edifsim.tcl** sirve para ejecutar todos los modelos. Ya que en este están incluidas las filas de comandos para llamar a todos los demás archivos. Así como también contiene las líneas que indican los casos de análisis.

- **Los archivos EDIOSMOD001.tcl, EDIOSMOD002.tcl, etc.,** contienen la geometría general de cada edificio, así como las propiedades geométricas y de los materiales de cada elemento estructural. Las propiedades son diferentes para cada edificio, por lo cual cada EDIOSMOD es diferente, de acuerdo a la simulación según los datos estadísticos. No es necesario ni prudente hacer cambios o ajustes a estos archivos.
- **Los archivos EDIOSMODP001.tcl, EDIOSMODP002.tcl, etc.,** contienen la programación para hacer los cálculos de cada caso de análisis y la impresión de los resultados. Algunas líneas se pueden modificar para ajustar algunos parámetros, así como también es necesario modificar los mwall para que corresponda con el de cada edificio, es decir para el EDIOSMODP001.tcl debe editarse mwall por mwall1, para el EDIOSMODP002.tcl debe editarse mwall por mwall2, etc.

En algunos tipos de análisis también es necesario modificar las tolerancias y número de iteraciones para evitar que se tarde tiempo de más corriendo. También para que encuentre soluciones, ya que puede darse el caso en el que no encuentre solución y pare la corrida. Esto sucede principalmente en los análisis de pushover y también en los análisis dinámicos paso a paso.

D.3.2. Etapa 2

En la etapa se ejecutará el programa OpenSees, el cual generará como resultados, los archivos del análisis de los edificios. Al ejecutar el programa se genera una carpeta EDIFSIM, la cual tiene una carpeta para cada edificio y dentro de cada una de éstas hay 17 carpetas en las cuales se almacenarán los resultados. Este trabajo de investigación tendrá 5 edificios.

La ejecución de este programa deberá hacerse en una computadora de escritorio que posea un buen procesador y una buena capacidad de Memoria RAM.

Los tipos o casos de análisis que pueden realizarse se describen en la sección 4.4 del capítulo 4.

Se pueden habilitar o deshabilitar los casos colocando 1 ó 0, y se pueden correr de manera independiente. Debido a que en ocasiones el programa se interrumpe en un caso de carga, es conveniente correr cada uno de manera independiente, sobre todo para los casos 10 y 11. Se pueden correr los edificios en diferentes computadoras, siempre que en cada computadora se copie el par de archivos EDIOSMODP, EDIOSMOD Y Edifsim, acompañados de los archivos adicionales necesarios.

D.3.3. Corrida sin muros

Para hacer la ejecución se deben seguir los siguientes pasos:

1. Hacer carpeta de trabajo (recomendado). Esta carpeta puede ser independiente a la utilizada para correr el programa SIB.
2. Copiar todos los archivos con extensión tcl que se generaron con el programa SIB, como se indica en la sección D.1 más los otros 3 que están dentro de la carpeta de trabajo de SIB (ise, mwall, readSMDfile).
3. Incluir los archivos correspondientes de los 5 sismos en las 2 direcciones con extensión txt. Si no se habilita la opción 7 u 8 no son necesarios
4. Ejecutar el programa OpenSees. Para ejecutar el programa la manera más sencilla es copiar el programa dentro de la carpeta de trabajo, aunque existe otra forma que se explica en el manual del OpenSees. En la versión más reciente del OpenSees se requiere copiar una carpeta que se llama lib dentro de la cual existe un archivo init.tcl, ésta debe estar afuera de la carpeta donde están todos los archivos del edificio.
5. Ejecutar comando source y el archivo edifsim.tcl

La línea completa deberá decir: source edifsim.tcl

6. Esperar a que termine. La duración para cada caso de carga es muy variable. Para los casos 1 a 3 si se corren los tres juntos tiene una duración aproximada de 5 a 10 minutos. Para los casos 7 y 8 puede tardar desde 4 a 10 horas para cada caso, dependiendo del tiempo del sismo. Para los casos 10 y 11 el tiempo que le toma terminar 30 minutos hasta una hora. Si en este último caso se tarda mucho tiempo será necesario modificar la tolerancia o la cantidad de iteraciones.

7. FIN

D.3.4. Corrida con muros

Para incluir los muros de mampostería es necesario incorporar los archivos mwall y con el nbuid correspondiente, como se describió en la sección D.1, por lo cual se debe hacer lo siguiente:

Dentro de la carpeta de trabajo se deben agregar los archivos mwall necesarios, ya que para cada edificio se debe generar un archivo. Dentro de cada archivo se debe modificar la fila de set nbuid#, donde # es el número del archivo que corresponde al número del edificio. Es decir, si se tienen 5 edificios se deben generar 5 archivos que tendrán el nombre mwall1.tcl, mwall2.tcl, mwall3.tcl, etc y dentro de cada archivo se irá aumentando el set nbuid 1, set nbuid 2, set nbuid 3, etc. correspondientemente. Además, se debe generar una carpeta con el nombre INFMW, donde se ubicarán los archivos dispwall#-Cg\$, donde # es el número del piso y \$ es el número del edificio. Se generarán tantos archivos como pisos por edificios.

Archivos Dispwall

Contienen la información del diagrama de interacción OOP e IIP de la hoja de mathcad, acomodados en pares.

Archivos Mwall

Los archivos están acomodados en una hoja de programación en programa

con lenguaje tcl, elaborado por el MC Edwin Martínez y contiene las siguientes filas editables. Los textos azules y rojos son de referencia y no forman parte del archivo. La programación fue modificada por el autor de ésta investigación, para tomar en cuenta la variación de las propiedades en las dos direcciones del edificio.

D.3.5. Códigos de programación utilizados con lenguaje tcl usados en OpenSees

El autor de ésta investigación, ha corregido algunos archivos, ya que al revisar su funcionamiento se encontró con algunos errores, también consideró necesario hacer algunas adaptaciones para ajustarlos a las necesidades de la investigación.

Revisión del código de programación que emite el programa SIB

A continuación se describe, de los archivos EDIOSMODP001.tcl, EDIOSMODP002.tcl, EDIOSMODP003.tcl, etc., las modificaciones que se hicieron a algunas líneas en la programación, debido a que al estudiarlas se detectó que estaban incorrectas. Se corrigieron las relacionadas con la forma de generar las fibras de las secciones de las vigas y columnas, ya que algunas coordenadas que arroja el SIB no están correctas.

Las coordenadas de los puntos, de acuerdo con la figura D.2, son los siguientes:

$$a1 = -\frac{b}{2}$$

$$a2 = -\frac{h}{2}$$

$$b1 = +\frac{b}{2}$$

$$b2 = -\frac{h}{2}$$

$$c1 = +\frac{b}{2}$$

$$c2 = +\frac{h}{2}$$

$$d1 = -\frac{b}{2}$$

$$d2 = +\frac{h}{2}$$

$$e1 = -\left(\frac{b}{2} - rec_x - d_{est}\right)$$

$$e2 = -\left(\frac{h}{2} - rec_y - d_{est}\right)$$

$$f1 = +\frac{b}{2} - rec_x - d_{est}$$

$$f2 = -\left(\frac{h}{2} - rec_y - d_{est}\right)$$

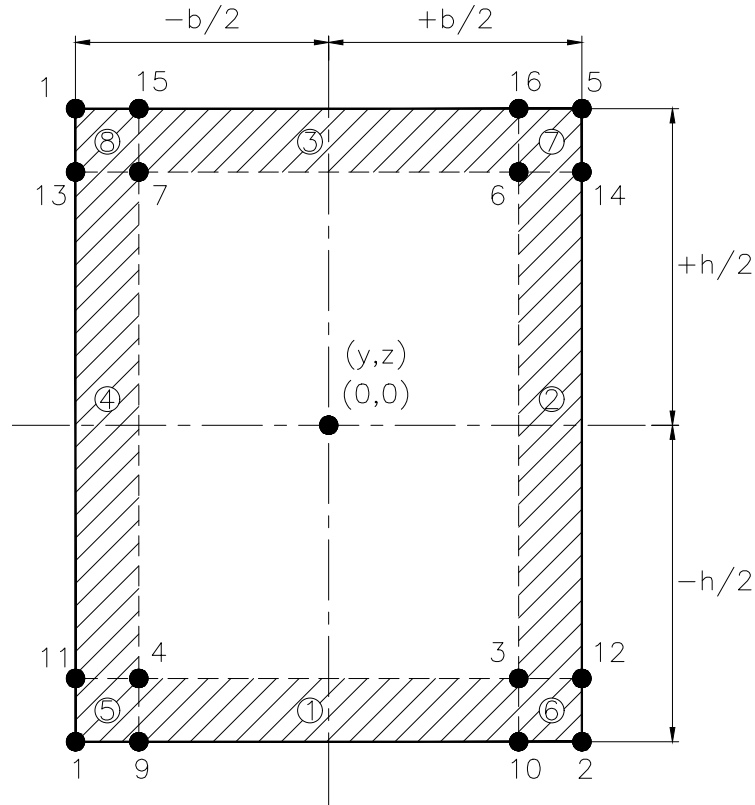


Figura D.2: Coordenadas para determinar las fibras en archivos EDIOSMODP en vigas y columnas

$$g1 = +\frac{b}{2} - rec_x - d_{est}$$

$$g2 = +\frac{h}{2} - rec_y - d_{est}$$

$$h1 = -(\frac{b}{2} - rec_x - d_{est})$$

$$h2 = +\frac{h}{2} - rec_y - d_{est}$$

Las coordenadas que emite el programa SIB, de los parches (patch), son como a continuación se describen:

patch 1:	patch 2:	patch 4	patch 3:	patch 5:
1($a1, a2$)	2($b1, b2$)	7($h1, h2$)	8($d1, d2$)	4($e1, e2$)
2($b1, b2$)	5($c1, c2$)	6($g1, g2$)	1($a1, a2$)	3($f1, f2$)
3($f1, f2$)	6($g1, g2$)	5($c1, c2$)	4($e1, e2$)	6($g1, g2$)
4($e1, e2$)	3($f1, f2$)	8($d1, d2$)	7($h1, h2$)	7($h1, h2$)

Se deben incluir las coordenadas de los puntos:

9($e1, a2$), 10($f1, a2$), 11($a1, f2$), 12($b1, f2$), 13($a1, g2$), 14($b1, g2$), 15($h1, c2$) y
16($g1, c2$)

Agregando los puntos y corrigiendo las coordenadas, los parches quedan de la siguiente forma:

patch 1:	patch 2:	patch 3	patch 4:	patch 5:
9($e1, e2$)	3($f1, f2$)	7($h1, h2$)	11($a1, f2$)	1($a1, a2$)
10($f1, a2$)	12($b1, f2$)	6($g1, g2$)	4($e1, e2$)	9($e1, a2$)
3($f1, f2$)	14($b1, g2$)	16($g1, c2$)	7($h1, h2$)	4($e1, e2$)
4($e1, e2$)	6($g1, g2$)	15($h1, c2$)	13($a1, g2$)	11($a1, f2$)
patch 6:	patch 7:	patch 8:	patch 9:	
10($f1, a2$)	6($g1, g2$)	13($a1, g2$)	4($e1, e2$)	
2($b1, b2$)	14($b1, g2$)	7($h1, h2$)	3($f1, f2$)	
12($b1, f2$)	5($c1, c2$)	15($h1, c2$)	6($g1, g2$)	
3($f1, f2$)	16($g1, c2$)	8($d1, d2$)	7($h1, h2$)	

Estas correcciones se implementaron en el código y se muestran en las figuras D.3 y D.4

```

155 # declaration of fiber section
156 section Fiber $tag2 -GJ 0.0 {
157 # define patch number 1: no confined concrete
158     patch quad $tag6    8    2          $e1 $a2 $f1 $a2 $f1 $f2 $e1 $e2 ;
159 # define patch number 2: no confined concrete
160     patch quad $tag6    2    24         $f1 $f2 $b1 $f2 $b1 $g2 $g1 $g2 ;
161 # define patch number 3: no confined concrete
162     patch quadr $tag6   8    2          $h1 $h2 $g1 $g2 $g1 $c2 $h1 $c2 ;
163 # define patch number 4: no confined concrete
164     patch quad $tag6    2    24         $a1 $f2 $e1 $e2 $h1 $h2 $a1 $g2 ;
165 # define patch number 5: no confined concrete
166     patch quad $tag6    2    2          $a1 $a2 $e1 $a2 $e1 $e2 $a1 $f2 ;
167 # define patch number 6: no confined concrete
168     patch quad $tag6    2    2          $f1 $a2 $b1 $b2 $b1 $f2 $f1 $f2 ;
169 # define patch number 7: no confined concrete
170     patch quad $tag6    2    2          $g1 $g2 $b1 $g2 $c1 $c2 $g1 $c2 ;
171 # define patch number 8: no confined concrete
172     patch quad $tag6
173 # define patch number 9: Confined concrete
174     patch quad $tag7    4    12         $e1 $e2 $f1 $f2 $g1 $g2 $h1 $h2 ;

```

Figura D.3: Líneas de programación de parches (patch) de vigas.

También se modificó el tipo de material del concreto, se utilizó Concrete01 en lugar de Concrete02 porque es más conveniente utilizar materiales

```

342 # declaration of fiber section
343 section Fiber $tag2 -GJ 0.0 {
344 # define patch number 1: no confined concrete
345     patch quad $tag6    20    2          $e1 $a2 $f1 $a2 $f1 $f2 $e1 $e2 ;
346 # define patch number 2: no confined concrete
347     patch quad $tag6    2    20         $f1 $f2 $b1 $f2 $b1 $g2 $g1 $g2 ;
348 # define patch number 3: no confined concrete
349     patch quadr $tag6   20    2          $h1 $h2 $g1 $g2 $g1 $c2 $h1 $c2 ;
350 # define patch number 4: no confined concrete
351     patch quad $tag6    2    20         $a1 $f2 $e1 $e2 $h1 $h2 $a1 $g2 ;
352 # define patch number 5: no confined concrete
353     patch quad $tag6    2    2          $a1 $a2 $e1 $a2 $e1 $e2 $a1 $f2 ;
354 # define patch number 6: no confined concrete
355     patch quad $tag6    2    2          $f1 $a2 $b1 $b2 $b1 $f2 $f1 $f2 ;
356 # define patch number 7: no confined concrete
357     patch quad $tag6    2    2          $g1 $g2 $b1 $g2 $c1 $c2 $g1 $c2 ;
358 # define patch number 8: no confined concrete
359     patch quad $tag6
360 # define patch number 9: Confined concrete
361     patch quad $tag7    10    10         $e1 $e2 $f1 $f2 $g1 $g2 $h1 $h2 ;

```

Figura D.4: Líneas de programación de parches (patch) de columnas.

simples; en las figuras D.5 y D.7 se muestra la modificación al código. El material Steel02 se cambió a Steel01, ya que el primero tiene un error en la programación; en las figuras D.6 y D.8 se muestra la modificación al código.

```

112 # declaration of reinforcing steel material
113 set m [expr (($B($i.fsul)-$B($i.fyl))/($B($i.epssul) - $B($i.epsyl) ))/($B($i.eyl))] ;
114 #uniaxialMaterial Steel02 $tag8 $B($i.fyl) $B($i.eyl) $m 18.0 0.925 0.15 ;
115 uniaxialMaterial Steel01 $tag8 $B($i.fyl) $B($i.eyl) $m 0.0 0.0 0.0 0.0 ;

```

Figura D.5: Líneas de programación del concreto de las vigas.

```

130 #uniaxialMaterial Concrete02 $tag7 [expr $fccfin * -1.0] [expr $sepsfmaxx*-1.0]
    [expr $B($i.fcca)*-1.0] [expr -1.0*$B($i.epsu)] $lts1n $B($i.ft) [expr $B($i.ft)
    / $lts2n] ;
131 uniaxialMaterial Concrete01 $tag7 [expr $B($i.fc) * -1.0] [expr -1.0*
    $B($i.epsfmax)] [expr $B($i.fcca)* -1.0] [expr -1.0*$B($i.epsu)] ;

```

Figura D.6: Líneas de programación del acero de las vigas.

Al realizar los análisis de la estructura, se observó que por mucho que se modificaran los parámetros en los análisis sísmicos, no daban resultados apropiados con la programación que arroja el SIB. Para corregir el problema se implementó una nueva programación para la lectura del archivo de datos del sismo. Dicho archivo contiene las aceleraciones normalizadas con la gra-

```
294 set m [expr (($BC($i.fsul)-$BC($i.fyl))/($BC($i.epssul) - $BC($i.epsyl) ))/  
($BC($i.fyl))] ;  
295 #uniaxialMaterial Steel02 $tag8 $BC($i.fyl) $BC($i.eyl) $m 18.0 0.925 0.15 ;  
296 uniaxialMaterial Steel01 $tag8 $BC($i.fyl) $BC($i.eyl) $m 0.0 0.0 0.0 0.0;
```

Figura D.7: Líneas de programación del concreto de las columnas.

```
317 #uniaxialMaterial Concrete02 $tag7 [expr $fccfin * -1.0] [expr -1.0*$epsfmaxx]  
[expr $BC($i.fcca)* -1.0] [expr -1.0*$BC($i.epsu)] $lts1n $BC($i.ft)  
[expr $BC($i.ft) / $lts2n] ;  
318 uniaxialMaterial Concrete01 $tag7 [expr $B($i.fc) * -1.0]  
[expr -1.0*$B($i.epsfmax)] [expr $B($i.fcca)* -1.0] [expr -1.0*$B($i.epsu)] ;
```

Figura D.8: Líneas de programación del acero de las columnas.

vedad, para un incremento de tiempo en segundos. Lo anterior se ilustra en las figuras D.9 y D.10

Por otra parte, observando los archivos EDIOSMODP se puede dar cuenta que todos son casi idénticos, excepto en unas líneas que sirven para enlazarlos con el EDIOSMOD y con el Edifsim.

Para no modificar la programación en los archivos de uno en uno, se debe modificar en la línea 3, el número del edificio que corresponda y en la línea 6 el correspondiente EDIOSMOD00#.tcl (ver fig. D.11). También cambiar el valor del número dependiendo el edificio que corresponda, en la línea 502 (ver fig. D.12)

Para facilitar el procesamiento de los datos se incluyeron unas líneas con el fin de obtener directamente las fuerzas verticales por cada nivel (ver figura D.13); y los cortantes en la base (ver figura D.14).

Cabe señalar que una vez que se hayan obtenido los archivos EDIOSMODP, es posible hacer las modificaciones necesarias en estos archivos sin necesidad de regresar a generarlos con SIB. En cambio, si hay un error en los archivos EDIOSMOD será necesario volver a correr el programa SIB para generarlos.


```
1128 set GMfatt [expr $g*$GMfact];
1129 #READ GROUND Motion
1130 set Ratio_dt 1;
1131 set gm_directn_L 1;
1132 set gmDataFile_L [open "SXEDIF1.txt" "r" ] ;
1133 set gmData_L [read $gmDataFile_L];
1134 close $gmDataFile_L ;
1135 set ntps_L [lindex $gmData_L 0];
1136 set ntps $ntps_L;
1137 set dtRec_L [lindex $gmData_L 1];
1138 set dtRec $dtRec_L ;
1139 set dtAnalysis [expr $dtRec*$Ratio_dt];
1140 set gmDataInput_L {}
1141 for {set i 1} { $i<= $ntps} {incr i} {
1142     lappend gmDataInput_L [lindex $gmData_L [expr $i + 1]]
1143 }
1144 set totalAnalysisTime [expr $ntps*$dtRec];
1145 timeSeries Path $IDloadTagts -dt $dtRec -values $gmDataInput_L -factor
    $GMfatt ;
1146 pattern UniformExcitation $IDloadTague $gm_directn_L -accel $IDloadTagts ;
1147
1148
1149 set Nsteps [expr int($totalAnalysisTime/$dtAnalysis)];
1150 set ok [analyze $Nsteps $dtAnalysis];
1151 set maxiterconv 100 ;
1152 solvingalgorithm $Tol $maxiterconv $totalAnalysisTime $dtAnalysis $ok ;
1153 puts "7 x Ground Motion with Diaphragm, Done. End Time: [getTime]
    for Building no. 1" ;
1154 }
```

Figura D.9: Líneas de programación para el caso de carga 7 (sismo en dir. X)

Archivos Mwall

En las figuras D.15 a D.27 se muestra el código para los archivos mwall para el modelo de los puntales que simulan los muros de mampostería, modificado del tal manera que se pueden incorporar propiedades diferentes en las dos direcciones.

```

1201 set GMfatt [expr $g*$GMfact];
1202 #READ GROUND Motion
1203 set Ratio_dt 1.0;
1204 set gm_directn_T 3;
1205 set gmDataFile_T [open "SZEDIF1.txt" "r" ] ;
1206 set gmData_T [read $gmDataFile_T];
1207 close $gmDataFile_T ;
1208 set ntps_T [lindex $gmData_T 0];
1209 set ntps $ntps_T;
1210 set dtRec_T [lindex $gmData_T 1];
1211 set dtRec $dtRec_T ;
1212 set dtAnalysis [expr $dtRec*$Ratio_dt];
1213 set gmDataInput_T {}
1214 for {set i 1} { $i<= $ntps} {incr i} {
1215     lappend gmDataInput_T [lindex $gmData_T [expr $i + 1]]
1216 }
1217 set totalAnalysisTime [expr $ntps*$dtRec];
1218 timeSeries Path $IDloadTagts -dt $dtRec -values $gmDataInput_T -factor
    $GMfatt ;
1219 pattern UniformExcitation $IDloadTague $gm_directn_T -accel $IDloadTagts ;
1220 set Nsteps [expr int($totalAnalysisTime/$dtAnalysis)];
1221 set ok [analyze $Nsteps $dtAnalysis];
1222 set maxiterconv 100 ;
1223 solvingalgorithm $Tol $maxiterconv $totalAnalysisTime $dtAnalysis $ok ;
1224 puts "8 z Ground Motion with Diaphragm, Done. End Time: [getTime]
    for Building no. 1" ;
1225 }

```

Figura D.10: Líneas de programación para el caso de carga 8 (sismo en dir. Z)

```

1
2
3 # BUILDING No.1
4 wipe; #clear memory of all past model definitions
5 model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6;
6 source EDIOSMOD0001.tcl ;
7 # Analysis cases indicators: soil-structure interaction

```

Figura D.11: Líneas de programación que contienen la descripción y su correspondiente archivo de datos del edificio.

```

502 set dirpath $patbuicase(1,$analysiscase) ;
503 if {$analysiscase == 2 || $analysiscase == 3|| $analysiscase == 16 |
    | $analysiscase == 17 } {
504 } else {
505 if {$ise == 1} {

```

Figura D.12: Líneas de programación que contiene el dígito del edificio.

```

586 # Global forces in structural columns n1
587 set ext ".txt" ;
588 set nde "glforcolumn1" ;
589     append nde $ext ; set namefile $nde ;
590 # recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -eleRange $BC(1.IDNUM)
    $BC($numcol.IDNUM) globalForce ;
591 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 361 364 367 370 373
    376 379 382 385 388 391 394 397 400 403 406 -dof 2 globalForce ;
592 puts "Element global forces: columns N1"
593 # Global forces in structural columns n2
594 set ext ".txt" ;
595 set nde "glforcolumn2" ;
596     append nde $ext ; set namefile $nde ;
597 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 409 412 415 418 421
    424 427 430 433 436 439 442 445 448 451 454 -dof 2 globalForce ;
598 puts "Element global forces: columns N2"
599 # Global forces in structural columns n3
600 set ext ".txt" ;
601 set nde "glforcolumn3" ;
602     append nde $ext ; set namefile $nde ;
603 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 457 460 463 466 469
    472 475 478 481 484 487 490 493 496 499 502 -dof 2 globalForce ;
604 puts "Element global forces: columns N3"
605 # Global forces in structural columns n4
606 set ext ".txt" ;
607 set nde "glforcolumn4" ;
608     append nde $ext ; set namefile $nde ;
609 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 505 508 511 514 517
    520 523 526 529 532 535 538 541 544 547 550 -dof 2 globalForce ;
610 puts "Element global forces: columns N4"
611 # Global forces in structural columns n5
612 set ext ".txt" ;
613 set nde "glforcolumn5" ;
614     append nde $ext ; set namefile $nde ;
615 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 553 556 559 562
    565 568 571 574 577 580 583 586 589 592 595 598 -dof 2 globalForce ;
616 puts "Element global forces: columns N5"

```

Figura D.13: Líneas para reportar las fuerzas verticales por cada nivel.

```

630 set nde "glforcolumnBX" ;
631     append nde $ext ; set namefile $nde ;
632 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 361 364 367 370 373
    376 379 382 385 388 391 394 397 400 403 406 -dof 1 globalForce ;
633 puts "Element global forces: columns Base dir X"
634 # Global forces in structural columns base Z
635 set ext ".txt" ;
636 set nde "glforcolumnBZ" ;
637     append nde $ext ; set namefile $nde ;
638 recorder Element -file $dirpath/$namefile -time -ele 361 364 367 370 373
    376 379 382 385 388 391 394 397 400 403 406 -dof 3 globalForce ;
639 puts "Element global forces: columns Base dir Z"

```

Figura D.14: Líneas para reportar los cortantes en la base.

```
1 puts "IN-Model of the Masonry Infill Wall"
2 #
3 # Original Script:
4 # Edwin M. R. Martínez && José G. Rangel Ramírez
5 # May of 2014
6 # Modified Scrip:
7 # Ignacio Antonio de la Rosa
8 # Dic. 2018
9 #
10 # Infill Wall Model With In-Plane, Out-of-Plane Interaction and Element Removal
    During Simulation:
11 # M. Selim Gunay and Khalid M. Mosalam, University of California, Berkeley
12 # http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Infill\_Wall\_Model\_With\_In-Plane,
    _Out-of-Plane_Interaction_and_Element_Removal_During_Simulation
13 # Modified for consider the possibility of plasticity spread away of the plastic
    length
14 # with the new element forceBeamColumn
15 #
16 #
17 # PROPERTIES OF THE MASONRY ELEMENTS TO BE DECLARED
18
19 set dirpath $patbuicase($r,$analysiscase) ;
20 set floors 4 ; # Number of floors WITH masonry walls
21 set indtwall 2 ; # Indicator for the type of masonry wall: 1 is for the classic K-M
    used element beam with hinges, 2 is for the new force based element
22 set gravity 9.80665 ; # Gravity acceleration constant
23 set Ubig 1.00E+10; # a really large number
24 set maxltrs 5; # maxi number of iterations
25 set tol 10.00E-13; # Tolerance for the section integration of the
    elements
26 set nbuild 1 ; # the number of building inside the SIB path
27 set FAfx 8.0; # Factor de Area por pot numero de paneles Dir X
28 set FWfx 2.0; # Factor de peso por cantidad de paneles Dir X
29 set Fdzfx 4.0; # Factor de incremento de distancia de Fibras por cantidad
    de paneles en Dir X
30 set FAfz 6.0; # Factor de Area por pot numero de paneles Dir X
31 set FWfz 2.0; # Factor de peso por cantidad de paneles Dir X
32 set Fdzfz 3.0; # Factor de incremento de distancia de Fibras por cantidad
    de paneles en Dir X
33
34 # Number of masonry walls in the structure FOR EACH FLOOR
35 set mw(1.nummwalls) 12 ;
36 set mw(2.nummwalls) 12 ;
37 set mw(3.nummwalls) 12 ;
38 set mw(4.nummwalls) 12 ;
39
```

Figura D.15: Código mwall parte (1/13)

```

40 # List of the initial nodes of the diagonal element for the $nummwalls, this must
    be the inferior nodes FOR EACH FLOOR
41 set mw(1.iinodes) [list 17 18 19 29 30 31 20 24 28 17 21 25] ;
42 set mw(2.iinodes) [list 33 34 35 45 46 47 36 40 44 33 37 41] ;
43 set mw(3.iinodes) [list 49 50 51 61 62 63 52 56 60 49 53 57] ;
44 set mw(4.iinodes) [list 65 66 67 77 78 79 68 72 76 65 69 73] ;
45
46 # List of the final nodes of the diagonal element for the $nummwalls, this must be
    the superior nodes FOR EACH FLOOR
47 set mw(1.ifnodes) [list 34 35 36 46 47 48 40 44 48 37 41 45] ;
48 set mw(2.ifnodes) [list 50 51 52 62 63 64 56 60 64 53 57 61] ;
49 set mw(3.ifnodes) [list 66 67 68 78 79 80 72 76 80 69 73 77] ;
50 set mw(4.ifnodes) [list 82 83 84 94 95 96 88 92 96 85 89 93] ;
51
52 # Indicator of the transformation for the $nummwalls: is 1 if the masonry wall its
    parallel to the global X-Y plane or 2 if its parallel to the global Z-Y plane
    FOR EACH FLOOR
53 set mw(1.iidirect) [list 1 1 1 1 1 1 2 2 2 2 2 2] ;
54 set mw(2.iidirect) [list 1 1 1 1 1 1 2 2 2 2 2 2] ;
55 set mw(3.iidirect) [list 1 1 1 1 1 1 2 2 2 2 2 2] ;
56 set mw(4.iidirect) [list 1 1 1 1 1 1 2 2 2 2 2 2] ;
57
58 # Walls in global direction X
59 set mw(1.fileremovalx) "Dispwallx1-cg$nbuid.tcl" ;
60 set mw(2.fileremovalx) "Dispwallx2-cg$nbuid.tcl" ;
61 set mw(3.fileremovalx) "Dispwallx3-cg$nbuid.tcl" ;
62 set mw(4.fileremovalx) "Dispwallx4-cg$nbuid.tcl" ;
63
64 # Walls in global direction Z
65 set mw(1.fileremovalz) "Dispwallz1-cg$nbuid.tcl" ;
66 set mw(2.fileremovalz) "Dispwallz2-cg$nbuid.tcl" ;
67 set mw(3.fileremovalz) "Dispwallz3-cg$nbuid.tcl" ;
68 set mw(4.fileremovalz) "Dispwallz4-cg$nbuid.tcl" ;
69
70 # Number of masonry walls in the structure FOR EACH FLOOR
71 set mw(1.nummfibers) 10 ;
72 set mw(2.nummfibers) 10 ;
73 set mw(3.nummfibers) 10 ;
74 set mw(4.nummfibers) 10 ;
75
76 # _____
77 # _____
78
79 # PROPERTIES OF THE MASONRY ELEMENTS TO BE CALCULATED
80

```

Figura D.16: Código mwall parte (2/13)

```
81 # Masonry modulus of elasticity FOR EACH FLOOR:
82
83 # Elasticity Modulus for walls in global direction X
84 set mw(1.EminfMx) 68780350.00;
85 set mw(2.EminfMx) 69271480.00;
86 set mw(3.EminfMx) 69619330.00;
87 set mw(4.EminfMx) 67590780.00;
88
89 # Elasticity Modulus for walls in global direction Z
90 set mw(1.EminfMz) 68980960.00;
91 set mw(2.EminfMz) 70567490.00;
92 set mw(3.EminfMz) 68740670.00;
93 set mw(4.EminfMz) 69143320.00;
94
95 # Diagonal section Area FOR EACH FLOOR:
96
97 # Diagonal section Area for walls in global direction X
98 set mw(1.AreainfMx) 0.0391113 ;
99 set mw(2.AreainfMx) 0.0390233 ;
100 set mw(3.AreainfMx) 0.0390486 ;
101 set mw(4.AreainfMx) 0.0391468 ;
102
103 # Diagonal section Area for walls in global direction Z
104 set mw(1.AreainfMz) 0.0390144 ;
105 set mw(2.AreainfMz) 0.0388668 ;
106 set mw(3.AreainfMz) 0.0390956 ;
107 set mw(4.AreainfMz) 0.0390125 ;
108
109 # Modal effective weight of the infill masonry wall OOP FOR EACH FLOOR:
110
111 # Modal effective weight of walls in global direction X
112 set mw(1.Winfx) 994.323 ;
113 set mw(2.Winfx) 997.397 ;
114 set mw(3.Winfx) 1001.10 ;
115 set mw(4.Winfx) 1001.412 ;
116
117 # Modal effective weight of walls in global direction Z
118 set mw(1.Winfz) 996.612 ;
119 set mw(2.Winfz) 984.385 ;
120 set mw(3.Winfz) 1004.572 ;
121 set mw(4.Winfz) 1002.216 ;
122
123 # Inertia Moment for the masonry infill wall as diagonal element FOR
    EACH FLOOR:
124
```

Figura D.17: Código mwall parte (3/13)

ANEXO D. METODOLOGÍA PARA HACER EL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

```
125 # Inertia Moment for walls in global direction X
126 set mw(1.InertiainfMx) 0.000904141 ;
127 set mw(2.InertiainfMx) 0.000899271 ;
128 set mw(3.InertiainfMx) 0.000902708 ;
129 set mw(4.InertiainfMx) 0.000900180 ;
130
131 # Inertia Moment for walls in global direction Z
132 set mw(1.InertiainfMz) 0.000899562 ;
133 set mw(2.InertiainfMz) 0.000896054 ;
134 set mw(3.InertiainfMz) 0.000905567 ;
135 set mw(4.InertiainfMz) 0.000900900 ;
136
137 # Fy of each of $nummfibers fibers FOR EACH FLOOR:
138
139 # Fibers Fy for walls in global direction X
140 set mw(1.fyfibinfx) [list 87149.800171 250516.686580 438511.379590
    740661.571360 2110713.327900 2110713.327900 740661.571360
    438511.379590 250516.686580 87149.800171] ;
141 set mw(2.fyfibinfx) [list 89970.507383 244810.056970 416229.002570
    684126.288590 1846290.638000 1846290.638000 684126.288590
    416229.002570 244810.056970 89970.507383] ;
142 set mw(3.fyfibinfx) [list 84747.292817 247935.257330 438060.969310
    746392.326700 2164492.689900 2164492.689900 746392.326700
    438060.969310 247935.257330 84747.292817] ;
143 set mw(4.fyfibinfx) [list 92569.131420 245475.227440 411698.075730
    668081.026660 1757507.047300 1757507.047300 668081.026660
    411698.075730 245475.227440 92569.131420] ;
144
145 # Fibers Fy for walls in global direction Z
146 set mw(1.fyfibinfz) [list 83282.279415 252439.768310 454480.866740
    788114.486800 2367253.370000 2367253.370000 788114.486800
    454480.866740 252439.768310 83282.279415] ;
147 set mw(2.fyfibinfz) [list 83687.682257 250531.931990 448080.245570
    772230.749180 2291095.632200 2291095.632200 772230.749180
    448080.245570 250531.931990 83687.682257] ;
148 set mw(3.fyfibinfz) [list 84403.518244 251502.259910 448707.619030
    771528.345320 2278475.566100 2278475.566100 771528.345320
    448707.619030 251502.259910 84403.518244] ;
149 set mw(4.fyfibinfz) [list 86028.680205 246763.278940 431449.578170
    727957.201230 2070093.431400 2070093.431400 727957.201230
    431449.578170 246763.278940 86028.680205] ;
150
151 # Area of each of the $nummfibers fibers FOR EACH FLOOR:
152
153 # Fibers Area for walls in global direction X
```

Figura D.18: Código mwall parte (4/13)

ANEXO D. METODOLOGÍA PARA HACER EL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

```
154 set mw(1.areafibinf) [list 0.0066490 0.0044370 0.0035800 0.0029290
    0.0019610 0.0019610 0.0029290 0.0035800 0.0044370 0.0066490] ;
155 set mw(2.areafibinf) [list 0.0062320 0.0043930 0.0036500 0.0030680
    0.0021690 0.0021690 0.0030680 0.0036500 0.0043930 0.0062320];
156 set mw(3.areafibinf) [list 0.0067690 0.0044380 0.0035480 0.0028770
    0.0018930 0.0018930 0.0028770 0.0035480 0.0044380 0.0067690] ;
157 set mw(4.areafibinf) [list 0.0060650 0.0043870 0.0036950 0.0031460
    0.0022820 0.0022820 0.0031460 0.0036950 0.0043870 0.0060650] ;
158
159 # Fibers Area for walls in global direction Z
160 set mw(1.ar 0.001766 0.004447 0.007027] ;
161 set mw(2.ar 0.001802 0.004426 0.006907];
162 set mw(3.ar 0.001829 0.004450 0.006913] ;
163 set mw(4.ar 0.001964 0.004424 0.006616] ;
164
165
166 # Z local section coordinate of each of the $nummfibers fibers
    FOR EACH FLOOR:
167
168 #Z local coordinate for walls in global direction X
169 set mw(1.zfibinf) [list 0.2294083 0.1195984 0.0846709 0.0612785 0.0321177
    -0.0321177 -0.0612785 -0.0846709 -0.1195984 -0.2294083] ;
170 set mw(2.zfibinf) [list 0.2343899 0.1221955 0.0865095 0.0626091 0.0328151
    -0.0328151 -0.0626091 -0.0865095 -0.1221955 -0.2343899] ;
171 set mw(3.zfibinf) [list 0.2277655 0.1187420 0.0840646 0.0608397 0.0318877
    -0.0318877 -0.0608397 -0.0840646 -0.1187420 -0.2277655] ;
172 set mw(4.zfibinf) [list 0.2367606 0.1234314 0.0873845 0.0632424 0.0331470
    -0.0331470 -0.0632424 -0.0873845 -0.1234314 -0.2367606] ;
173
174 #Z local coordinate for walls in global direction Z
175 set mw(1.zfibinfz) [list 0.2242603 0.1169146 0.0827709 0.0599034 0.0313970
    -0.0313970 -0.0599034 -0.0827709 -0.1169146 -0.2242603] ;
176 set mw(2.zfibinfz) [list 0.2253582 0.1174870 0.0831761 0.0601966 0.0315507
    -0.0315507 -0.0601966 -0.0831761 -0.1174870 -0.2253582] ;
177 set mw(3.zfibinfz) [list 0.2263077 0.1179820 0.0835265 0.0604503 0.0316836
    -0.0316836 -0.0604503 -0.0835265 -0.1179820 -0.2263077] ;
178 set mw(4.zfibinfz) [list 0.2294895 0.1196408 0.0847009 0.0613002 0.0321291
    -0.0321291 -0.0613002 -0.0847009 -0.1196408 -0.2294895] ;
179
180 # _____
181 # _____
182 # _____
183
184 # Tags for the first floor with masonry walls
185 set nodeID [ expr $nodjmasniv ] ; # Tag for new OOP nodes
```

Figura D.19: Código mwall parte (5/13)

ANEXO D. METODOLOGÍA PARA HACER EL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

```
186 set lasttag [expr $BC($numcol.IDNUM)*8 - 0] ; # Tag for the last BC defined
187 set sectionpinx [ expr $lasttag + 1] ; # Tag for Section defined control
188 set Torsionmatx [ expr $lasttag + 2] ; # Tag for uniaxialmaterial control
189 set sectionpinz [ expr $lasttag + 500] ; # Tag for Section defined control
190 set Torsionmatz [ expr $lasttag + 502] ; # Tag for uniaxialmaterial control
191 set InfillTransf1 [ expr $lasttag + 3] ; # Tag for transformation of local to global
    coordinates
192 set InfillTransf2 [ expr $lasttag + 4] ; # Tag for transformation of local to global
    coordinates
193
194 geomTransf Linear $InfillTransf1 0 0 -1 ;    # This applied when the wall is
    parallel to the X-Y plane
195 geomTransf Linear $InfillTransf2 1 0 0 ;    # This applied when the wall is
    parallel to the Z-Y plane
196
197 for { set i 1 } { $i < [ expr $floors + 1 ] } { incr i } {
198
199     variable iinodes $mw($i.iinodes) ;
200     variable ifnodes $mw($i.ifnodes) ;
201     variable iiddirect $mw($i.iiddirect) ;
202     variable nummwalls $mw($i.nummwalls) ;
203     variable nummfibers $mw($i.nummfibers) ;
204     variable EminfMx $mw($i.EminfMx) ;
205     variable AreainfMx $mw($i.AreainfMx) ;
206     variable Wi
207     variable Ine
208     variable fileremovalx $mw($i.fileremovalx) ;
209     variable fyfibinfx $mw($i.fyfibinfx) ;
210     variable areafibinfx $mw($i.areafibinfx) ;
211     variable zfibinfx $mw($i.zfibinfx) ;
212     #variable massinfx [ expr $Winfx/$gravity] ;
213     variable massinfx [ expr $Winfx*$FWfx/$gravity] ;
214     variable EminfMz $mw($i.EminfMz) ;
215     variable AreainfMz $mw($i.AreainfMz) ;
216     variable Wi
217     variable InertiainfMz $mw($i.InertiainfMz) ;
218     variable fileremovalz $mw($i.fileremovalz) ;
219     variable fyfibinfz $mw($i.fyfibinfz) ;
220     variable areafibinfz $mw($i.areafibinfz) ;
221     variable zfibinfz $mw($i.zfibinfz) ;
222     variable massinfz [ expr $Winfz*$FWfz/$gravity] ;
223
224
225
226     # PROPERTIES OF THE MASONRY ELEMENTS THAT ARE
```

Figura D.20: Código mwall parte (6/13)

```

CALCULATED
227
228 # DEFINING THE FIBER PROPERTIES OF THE PLASTIC HINGE FOR THE
MASONRY DIAGONAL ELEMENTS
229 puts " Defining the Fiber Properties of the Masonry Diagonal Elements"
230
231     variable iinfmattagx [ expr $Torsionmatx + 100 ] ;
232     variable se
233     variable Torsionmatx1 [expr $sectioninfx +1] ;
234     puts "iinfmattagx= $iinfmattagx"
235     puts "sectioninfx= $sectioninfx"
236     section fiberSec $sectioninfx -GJ 0.1 {
237
238     for { set j 0 } { $j < [ expr $nummfibers ] } { incr j } {
239
240         set ifyfibinf ;
241         set iareafib ;
242         set izfibinfx ;
243         uniaxialMaterial Steel01 $iinfmattagx $ifyfibinf
$EminfMx 0.02 ;
244         fiber 0.0 [expr $izfibinfx*$Fdzfx]
[expr $iareafibinfx*$FAfx] $iinfmattagx ;
245         set iinfmattagx [ expr $iinfmattagx+1 ] ;
246         puts "iinfmattagx= $iinfmattagx"
247         puts "ifyfibinf=$ifyfibinf iareafibinf=$iareafibinf izfibinfx=$izfibinfx"
248         } ;
249
250         # This fiber in y direction with very small area is needed to supply
251         # a very small in plane stiffness
252         uniaxialMaterial Steel01 $iinfmattagx 1.000E+40 $EminfMx 0.02 ;
253         layer straight $iinfmattagx 1 0.0001 1.0 0.0 1.0 0.0 ;
254         } ;
255         # Definition of the aggregate uniaxialMaterial with
        rigid torsion stiffness
256         # direccion X
257         set Torsionmatx [ expr $Torsionmatx1 + 1 ] ;
258         uniaxialMaterial Elastic $Torsionmatx 1.00E+12 ;
259         puts "Torsionmatx= $Torsionmatx"
260         # Here its assigned the fiber section to the elastic section, as can we
        see the fiber are going to control the Torsion
261         set sectioninfTx [expr $sectioninfx + 100] ; # Tag for section
262         section Aggregator $sectioninfTx $Torsionmatx T
-section $sectioninfx ;
263         puts "sectioninfTx= $sectioninfTx"
264         # Definition of the interior section of the diagonal (required for the

```

Figura D.21: Código mwall parte (7/13)

```

force based element) as a elastic section with previously calculated
properties
265   set secintertagx [ expr $sectioninfTx + 1 ] ;
266   section Elastic $secintertagx $EminfMx [expr $AreainfMx*$FAfx] 1.e-5
[expr $InertiainfMx*$Fdzfz] [expr $EminfMx/2.5] $Ubig ;
267       puts "secintertagx= $secintertagx"
268   # Definition of the elastic section for pin connection with the frame of
surrounding
269   set sectionpinx [ expr $secintertagx + 200 ] ;
270       section Elastic $sectionpinx $EminfMx [expr $AreainfMx*$FAfx]
1.000E-3 1.000E-3 [expr $EminfMx/2.5] 1.000E-3 ;
271   puts "sectionpinx= $sectionpinx"
272
273
274       variable iinfmattagz [ expr $Torsionmatz + 100] ;
275       variable sectioninfz [expr $sectionpinz + 20] ; # Tag for entire
section-aggregator
276       variable Torsionmatz1 [expr $sectioninfz +1] ;
277       puts "iinfmattagz= $iinfmattagz"
278       puts "sectioninfz= $sectioninfz"
279       puts "Torsionmatz1= $Torsionmatz1"
280       section fiberSec $sectioninfz -GJ 0.1 {
281
282   for { set k 0 } { $k < [ expr $nummfibers ] } { incr k } {
283
284               set ifyfibinfz ;
285               set iareafib ;
286               set izfibinfz ;
287
288               uniaxialMaterial Steel01 $iinfmattagz $ifyfibinfz
$EminfMz 0.02 ;
289               fiber 0.0 [expr $izfibinfz*$Fdzfz] [expr $iareafibinfz*$FAfz]
$iinfmattagz ;
290               set iinfmattagz [ expr $iinfmattagz+1] ;
291               puts "iinfmattagz= $iinfmattagz"
292       };
293
294       # This fiber in y direction with very small area is needed to supply
295       # a very small in plane stiffness
296       uniaxialMaterial Steel01 $iinfmattagz 1.000E+40 $EminfMz 0.02 ;
297       layer straight $iinfmattagz 1 0.0001 1.0 0.0 1.0 0.0 ;
298   };
299
300
301       # direccion Z

```

Figura D.22: Código mwall parte (8/13)

```

302         set Torsionmatz [ expr $Torsionmatz1 + 1 ] ;
303     uniaxialMaterial Elastic $Torsionmatz 1.00E+12 ;
304         puts "Torsionmatz= $Torsionmatz"
305         # Here its assigned the fiber section to the elastic section, as can we
           see the fiber are going to control the Torsion
306     set sectioninfTz [expr $sectioninfz + 100] ; # Tag for section
307         section Aggregator $sectioninfTz $Torsionmatz
           T -section $sectioninfz ;
308         puts "sectioninfTz= $sectioninfTz"
309         # Definition of the interior section of the diagonal (required for the
           force based element) as a elastic section with previously calculated
           properties
310     set secintertagz [ expr $sectioninfTz + 1 ] ;
311     section Elastic $secintertagz $EminfMz [expr $AreainfMz*$FAfz] 1.e-5
[expr $InertiainfMz*$Fdzfz] [expr $EminfMz/2.5] $Ubig ;
312     puts "secintertagz= $secintertagz"
313     # Definition of the elastic section for pin connection with the frame
of surrounding
314     set sectionpinz [ expr $secintertagz + 200 ] ;
315     section Elastic $sectionpinz $EminfMz [expr $AreainfMz*$FAfz] 1.000E-3
1.000E-3 [expr $EminfMz/2.5] 1.000E-3 ;
316         puts "sectionpinz= $sectionpinz"
317     # DECLARATION OF EACH OF THE NODES IN THE MIDDLE OF THE
DIAGONAL FRAME ELEMENT, WITH THE CORRESPONDING OOP MASS
318     puts " Declaration of the OOP Nodes and the Diagonal Elements"
319
320         if {$i == 1} {
321             set infnum [ expr $sectionpinz + 1 ] ;
322             set infnum2 [ expr $infnum + 1 ] ;
323             set nodeID [ expr !
324 } elseif {$i > 1} {
325             set infnum2 [ expr $infnum + 1 ] ;
326         }
327             #puts "infnum= $infnum"
328             #puts "infnum2= $infnum2"
329             puts "nodeID= $nodeID"
330
331     for {set j 0} {$j < [ expr $nummwalls ]} {incr j} {
332         puts "nummwalls= $nummwalls"
333         puts "j= $j"
334         # This are the coordinates of the initial and final nodes
335         set inodes ;
336         set fnodes ;
337         set iddirect ;
338         set idinodes $nod($inodes.id) ;

```

Figura D.23: Código mwall parte (9/13)

```

339         set idfnodes $nod($fnodes.id) ;
340         set xinodes $nod($idinodes.nodx) ;
341         set zinodes $nod($idinodes.nodz) ;
342         set yinodes $nod($idinodes.nody) ;
343         set xfnodes $nod($idfnodes.nodx) ;
344         set zfnodes $nod($idfnodes.nodz) ;
345         set yfnodes $nod($idfnodes.nody) ;
346
347         # First we identified the extreme nodes and the CM node
           of the diagonal elements
348
349         set nodeI $inodes ;
350         set nodeJ $fnodes ;
351         #puts "nodeI= $nodeI"
352         #puts "nodeJ= $nodeJ"
353     if {$siddirect == 1} {
354
355         set InfillTransfx $InfillTransf1 ;    # This applied when
           the wall is parallel to the X-Y plane
356         set CLCol [expr abs($yfnodes-$yinodes) ] ;
357         set CLBeam [expr abs($xfnodes-$xinodes) ] ;
358         # This are the calculated coordinates for the middle node
359         set Z [expr abs(($zfnodes-$zinodes)/2)+$zinodes ] ;
360         set Y [expr abs(($yfnodes-$yinodes)/2)+$yinodes ] ;
361         set X [expr abs(($xfnodes-$xinodes)/2)+$xinodes ] ;
362         # Calculated the length of the diagonal element
363         set rinfMx [expr pow((pow($CLCol,2.0)+pow($CLBeam,2.0)),0.5)];
364         node $nodeID $X $Y $Z -mass 0.0 0.0
           [expr $massinfx] 0.0 0.0 0.0;
365         set nodeCM $nodeID ;
366         #puts "nodeCM= $nodeCM"
367         #puts "X= $X Z= $Z Y= $Y"
368         #puts "nodeI= $nodeI"
369         #puts "nodeJ= $nodeJ"
370     } elseif {$siddirect == 2} {
371         set InfillTransfz $InfillTransf2 ;    # This applied when
           the wall is parallel to the Z-Y plane
372         set CLCol [expr abs($yfnodes-$yinodes) ] ;
373         set CLBeam [expr abs($zfnodes-$zinodes) ] ;
374         # This are the calculated coordinates for the middle node
375         set Z [expr abs(($zfnodes-$zinodes)/2)+$zinodes ] ;
376         set Y [expr abs(($yfnodes-$yinodes)/2)+$yinodes ] ;
377         set X [expr abs(($xfnodes-$xinodes)/2)+$xinodes ] ;
378         # Calculated the length of the diagonal element
379         set rinfMz [expr pow((pow($CLCol,2.0)+pow($CLBeam,2.0)),0.5)];

```

Figura D.24: Código mwall parte (10/13)

```

380         node $nodeID $X $Y $Z -mass
[expr $massinfz] 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
381         set nodeCM $nodeID ;
382         #puts "nodeCM= $nodeCM"
383         #puts "X= $X Z= $Z Y= $Y"
384         #puts "nodeI= $nodeI"
385         #puts "nodeJ= $nodeJ"
386     }
387     # In this part is defined the diagonal elements where as can be
observed its defined a little moment of inertia in the local vertical
axis of the element
388     if {$sddirect == 1} {
389         if {$sindtwall == 1} {
390             # This are classic types of elements in OPENSEES that
allow to represent possible plasticity concentrate in the
plastic length defined
391             element beamWithHinges $infnum $nodeCM $nodeI
$sectioninfTx [expr $rinfMx*0.1] $sectionpinx
[expr $rinfMx*0.05] $EminfMx [expr $AreainfMx*$FAfx]
1.e-5 [expr $InertiainfMx*$Fdzfx] [expr $EminfMx/2.5]
$Ubig $InfillTransfx ;
392         element beamWithHinges $infnum2 $nodeCM $nodeJ $sectioninfTx [expr
$rinfMx*0.1] $sectionpinx [expr $rinfMx*0.05] $EminfMx [expr $AreainfMx*$FAfx]
1.e-5 [expr $InertiainfMx*$Fdzfx] [expr $EminfMx/2.5] $Ubig $InfillTransfx ;

393         } elseif {$sindtwall == 2} {
394             puts "nodeCM= $nodeCM"
395             puts "infnum= $infnum"
396             puts "infnum2= $infnum2"
397             # This are new types of elements in OPENSEES that
allow to represent possible plasticity spread away from
the plastic length defined
398             element forceBeamColumn $infnum $nodeCM $nodeI
$InfillTransfx "HingeRadau $sectioninfTx
[expr $rinfMx*0.1] $sectionpinx [expr $rinfMx*0.05]
$secintertagx" <-iter $maxIters $tol>
399             element for
400         }
401         } elseif {$s
402             if {$sindtwall == 1} {
403                 # This are classic types of elements in OPENSEES that
allow to represent possible plasticity concentrate in the
plastic length defined
404                 element beamWithHinges $infnum $nodeCM $nodeI

```

Figura D.25: Código mwall parte (11/13)

```

$sectioninfTz [expr $rinfMz*0.1] $sectionpinz
[expr $rinfMz*0.05] $EminfMz [expr $AreainfMz*$FAfz]
1.e-5 [expr $InertiainfMz*$Fdzfz] [expr $EminfMz/2.5]
$Ubig $InfillTransfz ;
405 element beamWithHinges $infnun2 $nodeCM $nodeJ $sectioninfTz
[expr $rinfMz*0.1] $sectionpinz [expr $rinfMz*0.05] $EminfMz [expr $AreainfMz*
$FAfz] 1.e-5 [expr $InertiainfMz*$Fdzfz] [expr $EminfMz/2.5] $Ubig $InfillTransfz ;

406         } elseif {$sindtwall == 2} {
407             puts "nodeCM= $nodeCM"
408             puts "infnun= $infnun"
409             puts "infnun2= $infnun2"
410             # This are new types of elements in OPENSEES that
             allow to represent possible plasticity spread away from
             the plastic length defined
411             element forceBeamColumn $infnun $nodeCM $nodeJ
$InfillTransfz "HingeRadau $sectioninfTz
[expr $rinfMz*0.1] $sectionpinz [expr $rinfMz*0.05]
$secintertagz" <-iter $maxltns $tol>
412             element for
413         }
414     }
415     recorder Collapse -ele $infnun -time -crit INFILLWALL
-file $dirpath/CollapseSequence.out -file_infill
INFMW/$fileremovalx -file_infill INFMW/$fileremovalz
-global_gravaxis 2 -checknodes $nodeJ $nodeCM
$nodeJ
416     recorder Collapse -ele $infnun2 -time -crit INFILLWALL
-file_infill INFMW/$fileremovalx -file_infill INFMW/$fileremovalz
-global_gravaxis 2 -checknodes $nodeJ $nodeCM $nodeJ
417     recorder Collapse -ele $infnun $infnun2 -node $nodeCM
418
419         set nodeID [ expr $nodeID + 1 ] ;
420     set infnun [ expr $infnun2+1 ] ;
421     set infnun2 [ expr $infnun+1 ] ;
422
423 };
424
425     puts " Ready masonry walls of story number: $i"
426
427 };
428
429 # Recorders for the displacements of the midspan nodes
430 set nodeIDi [ expr $nodjmasniv + 1 ] ;
431 set nodeIDf [ expr $nodeID - 1 ] ;

```

Figura D.26: Código mwall parte (12/13)

ANEXO D. METODOLOGÍA PARA HACER EL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

```
432 set ext ".txt" ;
433 set nde "nodeMWdisp" ;
434 append nde $ext ;
435 set namefile $nde ;
436 recorder Node -file $dirpath/$namefile -time -nodeRange $nodeIDi $nodeIDf
    -dof 1 2 3 disp ;
437 puts " Node MW displacement recorder"
438
439 puts "OUT-Model of the Masonry Infill Wall"
440
441 # _____
442 # _____
443 # _____
```

Figura D.27: Código mwall parte (13/13)

RESUMEN AUTOBIOGRAFICO

Ignacio Antonio de la Rosa

Candidato para el Grado de

**Maestro en Ciencias con Especialidad en
Ingeniería Estructural**

Tesis: ESTUDIO DE CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO CON PISO SUAVE DEBIDO A LA INTERACCIÓN CON MUROS DE MAMPOSTERÍA

Campo de Estudio: Ingeniería Estructural

Biografía:

Datos Personales: Nacido en Álamo-Temapache, Veracruz el 30 de Julio de 1969, hijo de Faustino Antonio Bautista y Dominga Rosas Flores.

Educación: Egresado del Instituto Tecnológico de Matamoros, grado obtenido Ingeniero Civil en 1994.

Experiencia Profesional: Elaboración de presupuestos en empresa constructora Copimsa de 1990 a 1998 en Matamoros, Tamaulipas; elaboración de presupuestos en empresa Aceros Valde de 1998 al 2003 en Guadalupe, N.L.; persona física con actividad empresarial desarrollando ingeniería de estructuras de edificios residenciales, comerciales e industriales con diversas empresas en la cd. de Monterrey desde el 2003 al 2017; fundación de la empresa Ingeniería Integral IARSE SA de CV dedicada a ofrecer servicios de ingeniería civil e instalaciones en toda la Republica Mexicana desde el 2018; maestro de la materia de estructuras de concreto en la Facultad de Arquitectura desde el 2015.